



TESIS UANCV



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

UNIVERSIDAD ANDINA **"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"**

FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN
SÍSMICA SUELO – ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN
MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA – PUNO, PARA UN SISMO
MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%"**

PRESENTADA POR:

Bach. CRISTIAN RUDY MURIEL PINTO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

JULIACA-PERÚ

2018



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

FACULTAD DE INGENIERIAS Y CIENCIAS PURAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA
SUELO – ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR
EN JAYLLIHUAYA – PUNO, PARA UN SISMO MODERADO,
CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%"

PRESENTADA POR:

BACH. CRISTIAN RUDY MURIEL PINTO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE

:


DR. ING. CESAR GUILLERMO CAMARGO NAJAR

PRIMER MIEMBRO

:


DR. ING. ANGEL MANUEL OLAZABAL GUERRA

SEGUNDO MIEMBRO

:


ING. WILFREDO DAVID SUPO PACORI

ASESOR DE TESIS

:


M.SC. ING. DINA CONSUELO NAVIDO RODRIGUEZ

2018



RESOLUCIÓN DECANAL N° 277-2018-D-FICP-UANCV

Juliaca, 18 de octubre de 2018

VISTOS:

El Informe N° 039-2018-D-EPIC-FICP-UANCV, del Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, el Informe N° 061-2018-CGCN/PJPT-EPIC-FICP/UANCV del Presidente del Jurado dictaminador del Trabajo de Tesis, RESOLUCIÓN DECANAL N° 009-2017-D-FICP-UANCV, de aprobación del Perfil de tesis de fecha 22 de marzo de 2017, y el acta de calificación del Borrador de Tesis de fecha 27 de agosto de 2018, para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil, con el tema titulado: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA-PUNO, PARA UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%".

CONSIDERANDO:

Que, el(los) Bachiller(es): MURIEL PINTO, CRISTIAN RUDY, ha presentado su Trabajo de Tesis Titulado: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA-PUNO, PARA UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%".

Que, habiendo procedido de acuerdo al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, el presidente de la Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías, nominó como Jurado a los siguientes Docentes:

- | | | |
|---------------|---|--|
| * Presidente | : | Dr. Ing. CESÁR GUILLERMO CAMARGO NÁJAR |
| * 1er Miembro | : | Dr. Ing. ANGEL MANUEL, OLAZABAL GUERRA |
| * 2do Miembro | : | Ing. WILFREDO DAVID SUPO PACORI |

Que, el Jurado Dictaminador ha aprobado en su integridad el Trabajo de Tesis titulado: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA-PUNO, PARA UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%".

Que, la Oficina de Investigación ha aprobado con el Dictamen 240-2018 la originalidad del trabajo de investigación titulado "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA-PUNO, PARA UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%".

Estando en la opinión favorable por el Presidente de la Comisión de Grados y Títulos, en concordancia al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria 30220, ley de creación de la UANCV 23738 y modificación, Resolución de Institucionalización 1287-92-ANR D.L. 739, y el Estatuto de la UANCV, el Decano de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

SE RESUELVE:

ARTICULO PRIMERO.- APROBAR, el TRABAJO DE TESIS, de el(los) Bachiller(es): MURIEL PINTO, CRISTIAN RUDY, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, con el Tema Titulado: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA-PUNO, PARA UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%".

La misma que deberá proceder a la impresión de su borrador de Tesis en limpio, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras - Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

ARTICULO SEGUNDO.- RECONOCER, como ASESOR DE TESIS al docente Contratado, Mgtr. Ing. DINA CONSUELO NAVIDO RODRIGUEZ, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

ARTICULO TERCERO.- La Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional Ingeniería Civil, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.

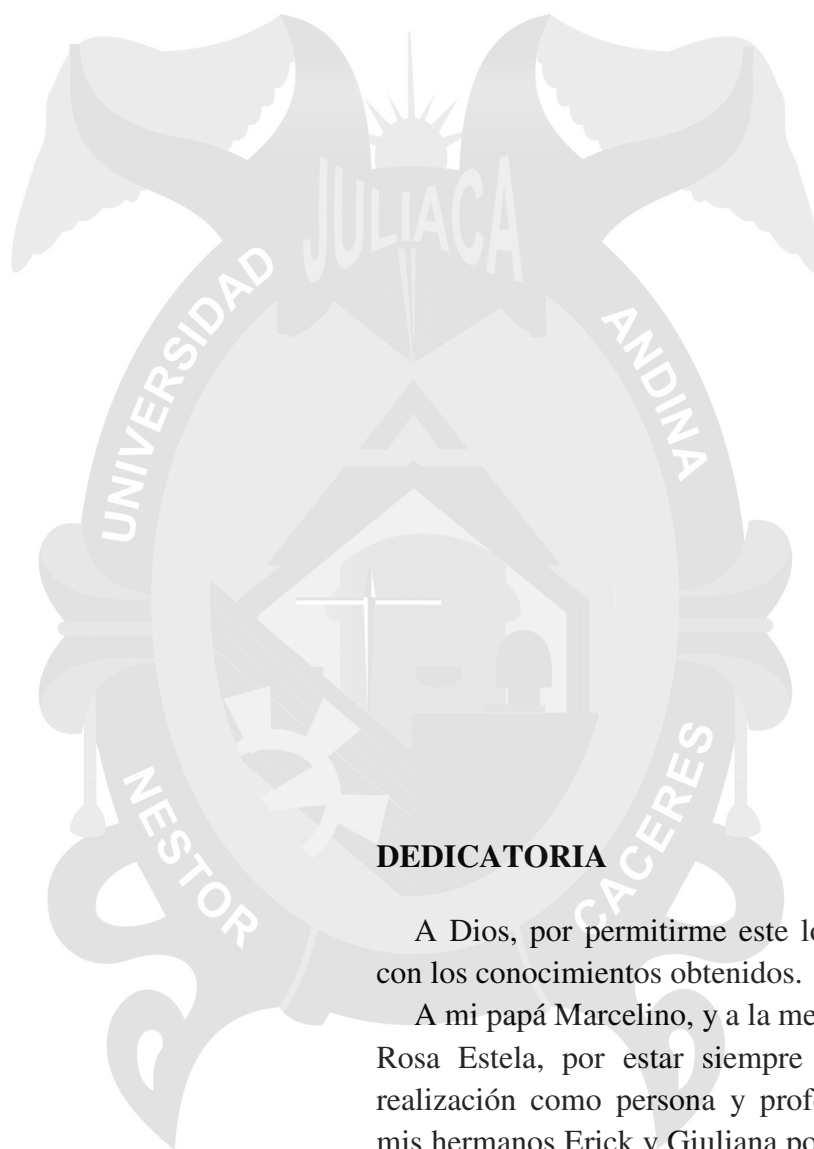
C.c.
Interesado
Arch.
ATZB/epi



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
Dr. ALFREDO T. ZEGARRA BUTRÓN
DECANO
CIP: 32590



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
Ing. Carlos A. Cáceres Vargas
SECRETARIO ACADÉMICO
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
CIP: 72725



DEDICATORIA

A Dios, por permitirme este logro y bendecirme con los conocimientos obtenidos.

A mi papá Marcelino, y a la memoria de mi mamá Rosa Estela, por estar siempre pendientes de mi realización como persona y profesional, también a mis hermanos Erick y Giuliana por ser mis segundos padres y darme el consejo que necesito.

Especialmente a mi esposa Maylin, que me da día a día las fuerzas que necesito para culminar este proyecto, y a mi hijo Piero Ezequiel, quien es el motivo más grande para alcanzar mis objetivos.



INTRODUCCIÓN

Hoy en día, no existe una concepción única de normatividad de análisis estructural; de acuerdo a la mayoría de los países, la fuerza sísmica es una idealización, para simular la acción de un sismo en una estructura, de acuerdo a la zonificación sísmica, uso de la estructura, tipología de suelo, pero no se analiza más detalladamente sobre la interacción presente de la cimentación y la superestructura.

En nuestro país, al ser catalogado como sísmico, todas las construcciones en territorio nacional tienen que tener muy en cuenta un correcto análisis de este fenómeno que someterá a las estructuras a mayores fuerzas inerciales, pero menores esfuerzos de diseño, sumado a esto, la seguridad estructural tiene un valor importante en el desarrollo nacional. La razón fundamental en la solución de este problema es la aplicación de metodologías de cálculo sísmico de edificaciones, considerando la real interacción suelo - estructura.

La interacción sísmica suelo - estructura, está presente en todas las edificaciones, ya que no existe edificación que no se apoye y transmita sus cargas al suelo, por ello es importante conocer las variaciones en el diseño que obtenemos al considerar este fenómeno.

Finalmente, después de todo el esfuerzo en el desarrollo de la presente tesis de investigación, se espera aportar con el estado del arte y pueda ser esta publicación, un antecedente a futuras investigaciones.



RESUMEN

Con la finalidad de aportar con mayor conocimiento acerca del comportamiento estructural de un sistema de albañilería confinada, se elaboró la presente tesis titulada: “Análisis y diseño estructural con interacción sísmica suelo – estructura para una edificación multifamiliar en Jayllihuaya – Puno, para un sismo moderado, considerando amortiguamiento de 6%”. El objetivo es realizar un análisis y diseño estructural considerando la interacción suelo - estructura y un amortiguamiento de 6%, para estudiar el comportamiento estructural de un edificio multifamiliar con el uso del software ETABS.

El comportamiento evaluado se ve reflejado en la obtención de desplazamientos de entrepiso, la presencia de alabeo en las losas que conforman los diafragmas y la determinación de fuerzas internas, del edificio evaluado.

El edificio en estudio está conformado por muros de albañilería de 13 y 23 cm de espesor, muros estructurales de concreto armado de 15 cm de espesor, columnas y vigas de confinamiento, además de vigas de acoplamiento de 30 cm de peralte, losa maciza armada en dos sentidos de 15 cm. de espesor. El tipo de suelo es arena arcillosa y la capacidad portante de la cimentación planteada a una profundidad de 1.50 metros, es de 0.49kg/cm^2 .

El presente trabajo se realizó por diferentes modelos tridimensionales, uno para la evaluación típica de modelo estático y dinámico en nuestra norma peruana, otro fue modelo considerando la interacción sísmica suelo – estructura, otro modelo fue considerando amortiguamiento de 6%, y finalmente para el diseño estructural se realizó un modelo considerando todas las variables mencionadas. Las consideraciones estructurales se obtuvieron de las normas E.020(Cargas), E.030(Diseño Sismoresistente), E0.50(Suelos y Cimentaciones), y para el diseño estructural se usaron las normas E.060(Concreto Armado) y E.070 (Albañilería).

De la presente tesis de investigación se concluye: que la consideración de interacción sísmica suelo – estructura brinda mayores desplazamientos de entrepiso, al igual que considerando amortiguamiento estructural de 6% en lugar de 5%, adicionalmente a lo mencionado con la interacción sísmica suelo – estructura se pudo obtener alabeo en losas, y menores esfuerzos internos.

PALABRAS CLAVE: análisis estructural, diseño estructural, interacción suelo estructura, amortiguamiento estructural.

ABSTRACT

In order to contribute with greater knowledge about the structural behavior of a confined masonry system, this thesis was carried out titled: "Analysis and structural design with seismic interaction soil – structure for a building multifamily in Jayllihuaya – Puno, for a moderate earthquake, considering a 6%, damping. The objective is to perform a structural analysis and design considering the interaction soil – structure and buffer of 6%, to study the structural behavior of a multi – family building with the Etabs software.

The evaluated behavior is reflected in obtaining of displacements of story, the presence of warping in slabs that make up the diaphragms and the determination of internal forces, of the evaluated building.

The building in the study, is formed by walls of masonry of 13 and 23 cm of thickness, reinforced concrete structural walls of 15 cm thickness, columns and beams of confinement, in addition to coupling beams of 30 cm, solid slab armed in two senses of 15 cm. thick. The soil type is clay sand and the bearing capacity of the foundation raised to a Depth of 1.50 meters, is 0.49 kg/cm².

This work was done by different threedimensional models, one for the typical evaluation of static and dynamic model in our peruvian norm, another model considering the seismic interaction soil – structure, another model was considering 6% damping, and finally for the structural desing a model was made considering all the variables mentioned. Structural considerations were obtained from R.N.E. E. 020 (Loads), E.030 (Seismoresistant desing), E.050 (Soils and foundations), and for structural desing the E.060 (Reinforced Concrete) and E.070 (Masonry) standards were used.

This research thesis concludes: the consideration of seismic interaction soil – structure provide greater displacement of story, as considering structural damping of 6% instead of 5%, in addition to the before mentioned with the seismic interaction soil – structure could be obtained warping in slabs, and lower interal forces.

KEYWORDS: Structural análisis, structural design, soil – structure interaction, structural deadening.



ÍNDICE

DEDICATORIA	<i>i</i>
RESUMEN	<i>ii</i>
ABSTRACT	<i>iii</i>
INTRODUCCIÓN	<i>iv</i>
ÍNDICE	<i>v</i>
ÍNDICE DE TABLAS	<i>ix</i>
ÍNDICE DE FIGURAS	<i>xii</i>
ÍNDICE DE ECUACIONES	<i>xv</i>

CAPÍTULO I.

GENERALIDADES DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

1.1 Breve Descripción del Proyecto	1
1.2. Identificación del Problema	3
1.3. Objetivos del Proyecto	5
1.4. Justificación	5
1.5. Hipótesis	5
1.6. Limitaciones	6
1.7. Normas y Reglamentos	6
1.8. Características Arquitectónicas	7
1.9. Estructuración	7
1.10. Especificaciones y Materiales Empleados	8
1.11. Características del Suelo	11
1.12. Cargas Unitarias (Según Norma E.020)	12

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes	13
2.2 Terremotos y Sismicidad	13
2.3. Peligro Sísmico	17
2.3.1. Zonificación.	17
2.3.2. Perfiles de suelo.	18
2.3.3. Parámetros de sitio S , T_p , T_L	18
2.3.4. Factor de amplificación sísmica.	19
2.3.5. Periodo Fundamental de vibración.	19
2.4. Caracterización de la Estructura	20
2.4.1. Categoría de la edificación y el factor de uso "U".	20
2.4.2. Sistemas estructurales.	21
2.4.3. Categoría y sistemas estructurales.	22
2.4.4. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.	22
2.4.5. Categoría y sistemas estructurales.	23
2.4.6. Factores de irregularidad I_a , I_p	23



2.4.7. Restricciones a la irregularidad.....	25
2.4.8. Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica R.	26
2.5. Tipos de Esfuerzos en las Estructuras.	26
2.6. Cargas en la Estructura.	26
2.6.1. Carga muerta (C.M.).....	26
2.6.2. Carga viva (C.V.).....	29
2.6.3. Carga de sismo.....	29
2.7. Componentes de la Albañilería Confinada.	31
2.7.1. Unidad de albañilería.....	31
2.7.2. Mortero.	32
2.7.3. El acero.	32
2.7.4. El concreto.	33
2.8. Predimensionamiento.....	35
2.8.1. Losa maciza bidireccional.	35
2.8.2. Vigas.	35
2.8.3. Columnas.	36
2.8.4. Muros portantes.	37
2.8.5. Cimentación.	38
2.8.6. Placas.	39
2.9. Estructuración.	39
2.9.1. Conceptos de configuración sísmica.....	39
2.10. Análisis Estructural.....	49
2.10.1. Modelos de análisis.....	49
2.10.2. Análisis por carga vertical.	50
2.10.3. Análisis por carga horizontal (sismo).	50
2.10.4. Cimentaciones.....	60
2.11. Diseño Estructural.....	60
2.11.1. Etapas del diseño.	61
2.12. Controles del Análisis y Diseño.	69
2.13. Amortiguamiento Estructural de la Edificación.	73
2.14. Alabeo en Losas.	73
2.15. Software Etabs v.16.....	74

CAPÍTULO III.

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS DEL EDIFICIO

3.1. Peligro Sísmico.....	75
3.1.1. Factor de zona Z.	75
3.1.2. Perfil de suelo.	75
3.1.3. Parámetros de sitio S, T _P , T _L	75
3.2. Caracterización del Edificio.	76



3.2.1. Categoría de la edificación y el factor de uso "U".	76
3.2.2. Sistema estructural.	76
3.2.3. Factores de irregularidad I_a , I_p .	76
3.2.4. Restricciones a la irregularidad.	77
3.2.5. Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica "R".	77
3.3 Pre-Dimensionamiento.	77
3.3.1. Losa maciza.	77
3.3.2. Vigas.	77
3.3.3. Columnas.	78
3.3.4. Muros portantes.	79
3.4 Modelo Estructural.	82
3.5. Análisis Estructural del Modelo, Considerando Amortiguamiento Estructural de 5%.	82
3.5.1. Unidades.	82
3.5.2. Edición de grillas.	83
3.5.3. Creación de secciones:	84
3.5.4. Asignación de secciones.	88
3.5.5. Discretización de muros.	88
3.5.6. Asignación de restricciones.	89
3.5.7. Definición y asignación de patrones de cargas.	89
3.5.8. Cálculo del peso sísmico efectivo según la NTE E.030.	92
3.5.9. Incorporación del espectro de diseño.	93
3.5.10. Definición y asignación de diafragma rígido:	95
3.5.11. Cálculo automático del cortante estático en la base.	96
3.5.12. Cálculo del cortante dinámico.	98
3.5.13. Masa participativa.	101
3.5.14. Desplazamientos y derivas de piso – NTE E.030 2016.	103
3.5.15. Validación de la estructura.	105
3.5.16. Escalamiento de fuerzas de diseño.	109
3.6. Análisis Estructural del Modelo, Considerando Amortiguamiento Estructural de 6%.	111
3.7. Análisis Estructural del Modelo, Considerando Amortiguamiento Estructural de 6% e Interacción Sísmica Suelo Estructura.	114
3.7.1. Modelo de Barkan-Savinov.	114
3.7.2. Valores de rigidez para distintos tipos de suelo.	126
3.8. Análisis Sísmico Aproximado (Método de Cálculo Manual).	133

CAPÍTULO IV.

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1 Comparación de Desplazamientos.	145
4.1.1. Desplazamiento debido al sismo en "X" e "Y" (amortiguación $\xi=5\%$).	145



4.1.2. Desplazamiento debido al sismo en "X" e "Y" (amortiguación $\xi=6\%$).....	145
4.1.3. Desplazamiento debido al sismo en "X" e "Y" con interacción suelo estructura (modelo Barkan – Savinov, amortiguación $\xi=6\%$)	146
4.1.4. Comparación de los desplazamientos de piso entre análisis dinámico espectral con amortiguamiento de 5%, análisis dinámico espectral considerando ISE con amortiguamiento de 6%.	147
4.2. Comparación de Fuerzas Internas.	147
4.2.1. Fuerzas internas debido al sismo en "X" e "Y" (amortiguación $\xi=5\%$).....	147
4.2.2. Fuerzas internas debido al sismo en "X" e "Y" con interacción suelo estructura (modelo Barkan – Savinov, amortiguación $\xi=6\%$)	148
4.2.3. Comparación de las fuerzas internas del elemento MY16, entre análisis dinámico espectral con amortiguamiento de 5%, análisis dinámico espectral considerando ISE, con amortiguamiento de 6%.	149
CAPÍTULO V.	
DISEÑO ESTRUCTURAL	
5.1 Consideraciones Generales para el Diseño.	150
5.2. Diseño de Losa.	150
5.2.1. Diseño de una losa.	150
5.3. Diseño de Vigas Dinteles.	155
5.3.1. Diseño de una viga dintel.....	155
5.4. Diseño de Muros de Albañilería.	159
5.4.1. Diseño de un muro de albañilería.	164
5.5. Diseño de Placas.	168
5.5.1. Diseño de una placa.	168
5.6. Diseño de Losa de Cimentación.	172
5.6.1. Diseño de la losa de cimentación.....	172
CONCLUSIONES	178
RECOMENDACIONES	179
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	180
ANEXOS	184

ÍDICE DE TABLAS

Tabla 1. Intensidad máxima en el epicentro de un sismo.....	15
Tabla 2. Factores de zona "Z"	17
Tabla 3 Clasificación de los perfiles de suelo	18
Tabla 4 Tipo de suelo según capacidad portante admisible	18
Tabla 5 Factor de suelo "S"	19
Tabla 6 Periodos "Tp" y "Tl"	19
Tabla 7 Categorías de la edificación y factor U.....	20
Tabla 8 Categoría y sistema estructural de las edificaciones	22
Tabla 9 Sistemas estructurales	23
Tabla 10 Irregularidades estructurales en altura	24
Tabla 11 Irregularidades estructurales en planta.....	25
Tabla 12 Categoría y regularidad de las edificaciones.....	25
Tabla 13 Pesos unitarios por materiales de construcción.....	27
Tabla 14 Características de los principales materiales de construcción.....	27
Tabla 15 Clasificación de ladrillos para muros portantes.	31
Tabla 16 Tipos de mortero	32
Tabla 17 Dimensiones y pesos de aceros.....	33
Tabla 18 Dosificación para el concreto ciclópeo.	34
Tabla 19 Coeficiente Co, según el tipo de suelo de fundación	58
Tabla 20 Fuerzas internas en columnas de confinamiento.....	64
Tabla 21 Recomendaciones tolerables para capacidad portante del Suelo.....	70
Tabla 22 Criterios de asentamientos tolerables.....	70
Tabla 23 Criterios para módulo de balasto (Winkler).....	70
Tabla 24 Distorsión angular = α	71
Tabla 25 Límites para desplazamiento lateral de entrepiso.	72
Tabla 26 Evaluación de irregularidad estructural en altura	76
Tabla 27 Evaluación de irregularidades estructurales en planta	76
Tabla 28 Esfuerzo axial en los muros confinados en la dirección X.	79
Tabla 29 Esfuerzo axial en los muros confinados en la dirección Y.	80
Tabla 30 Densidad de los muros confinados en ambas direcciones	81
Tabla 31 Tipos y valores de carga.....	92
Tabla 32 Estimación del peso (P).....	92
Tabla 33 Masa participativa por modo de vibración.....	101
Tabla 34 Drifts en la dirección X.....	103
Tabla 35 Drifts en la dirección Y	103
Tabla 36 Desplazamientos relativos inelásticos en la dirección X.	105
Tabla 37 Desplazamientos relativos inelásticos en la dirección Y.	105
Tabla 38 Distorsión entre la máxima distorsión obtenida y admisible.	106
Tabla 39 Desplazamiento máximo y promedio de las esquinas en la dirección Y	107
Tabla 40 Cortantes finales por sismo estático y dinámico espectral.....	108
Tabla 41 Desplazamientos laterales en la dirección X, sismo espectral, amortiguamiento 5%, R=5.4.....	108
Tabla 42 Desplazamientos laterales en la dirección Y, sismo espectral, amortiguamiento 5%, R=3.6.....	108

Tabla 43 Cálculo de coeficiente de amplificación para escalamiento en X.....	109
Tabla 44 Cálculo de coeficiente de amplificación para escalamiento en Y.....	109
Tabla 45 Desplazamientos laterales en la dirección X, sismo espectral, amortiguamiento 6%.	113
Tabla 46 Desplazamientos laterales en la dirección Y, sismo espectral, amortiguamiento 6%.	113
Tabla 47 Cálculo de valor D_o .	115
Tabla 48 Cálculo de valor C_x y C_y .	116
Tabla 49 Cálculo de valor C_z .	116
Tabla 50 Cálculo de valor $C_{\phi x}$.	116
Tabla 51 Cálculo de valor $C_{\phi y}$.	116
Tabla 52 Cálculo de coeficiente de rigidez de traslación elástica uniforme K_x y K_y .	117
Tabla 53 Cálculo de coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme K_z .	117
Tabla 54 Cálculo de coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme $K_{\phi x}$.	117
Tabla 55 Cálculo de coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme $K_{\phi y}$.	117
Tabla 56 Modos de vibración con ISE.	124
Tabla 57 Desplazamiento de los puntos extremos de la losa en el 5to nivel.	124
Tabla 58 Desplazamientos laterales en la dirección X, sismo espectral considerando ISE y amortiguamiento de 6%.	125
Tabla 59 Desplazamientos laterales en la dirección Y, sismo espectral considerando ISE y amortiguamiento de 6%.	125
Tabla 60 Cortantes finales por sismo estático y dinámico, considerando ISE y amortiguamiento de 6%.	125
Tabla 61 Coeficientes de rigidez para diferentes tipos de suelos.	126
Tabla 62 Periodos de diseño para diferentes tipos de suelo (I).	127
Tabla 63 Periodos de diseño para diferentes tipos de suelo (II).	127
Tabla 64 Desplazamientos de entrepiso en X, para diferentes tipos de suelo (I).	128
Tabla 65 Desplazamientos de entrepiso en X, para diferentes tipos de suelo (II).	128
Tabla 66 Desplazamientos de entrepiso en Y, para diferentes tipos de suelo (I).	128
Tabla 67 Desplazamiento de entrepiso en Y, para diferentes tipos de suelo (II).	128
Tabla 68 Fuerzas internas del elemento MY16, para diferentes tipos de suelo en X-X (ton,m)	129
Tabla 69 Fuerzas internas del elemento MY16, para diferentes tipos de suelo en Y-Y (ton,m)	129
Tabla 70 Área de influencia y carga P, para muros en X.	133
Tabla 71 Área de influencia y carga P, para muros en Y.	134
Tabla 72 Peso total y esfuerzo axial en muros en X.	135
Tabla 73 Peso total y esfuerzo axial en muros en Y.	135
Tabla 74 Fuerzas de inercia sísmica en X e Y.	136
Tabla 75 Cálculo de centro de rigidez en X.	140
Tabla 76 Cálculo de centro de rigidez en Y.	140
Tabla 77 Cálculo de fuerza cortante V_{2i} , cortante traslacional V_{1i} y cortante basal V_{ti} , de los muros en X.	142
Tabla 78 Cálculo de fuerza cortante V_{2i} , cortante traslacional V_{1i} y cortante basal V_{ti} , de los muros en Y.	142



Tabla 79 Comparación de fuerzas cortantes estáticas en la base del análisis computacional y análisis manual en X.	143
Tabla 80 Comparación de fuerzas cortantes estáticas en la base del análisis computacional y análisis manual en Y.	144
Tabla 81 Desplazamientos laterales en X, sismo espectral, amortiguamiento 5%.	145
Tabla 82 Desplazamientos laterales en Y, sismo espectral, amortiguamiento 5%.	145
Tabla 83 Desplazamientos laterales en X, sismo espectral, amortiguamiento 6%.	145
Tabla 84 Desplazamientos laterales en Y, sismo espectral, amortiguamiento 6%.	146
Tabla 85 Desplazamientos laterales en X, sismo espectral, considerando ISE y amortiguamiento 6%.	146
Tabla 86 Desplazamientos laterales en Y, sismo espectral, considerando ISE y amortiguamiento 6%.	146
Tabla 87 Comparación de desplazamientos por sismo dinámico espectral con amortiguamiento de 5% y 6%.	147
Tabla 88 Comparación de desplazamientos por sismo dinámico espectral con amortiguamiento de 5% y considerando ISE con amortiguamiento de 6%.	147
Tabla 89 Fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral en dirección X, amortiguamiento 5%.	148
Tabla 90 Fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral en dirección Y, amortiguamiento 5%.	148
Tabla 91 Fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral considerando ISE en dirección X, amortiguamiento 6%.	148
Tabla 92 Fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral considerando ISE en dirección Y, amortiguamiento 6%.	148
Tabla 93 Comparación de fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral con amortiguamiento de 5%, y sismo espectral considerando ISE, con amortiguamiento de 6%. ...	149
Tabla 94 Disposición de acero en losa maciza $e=0.15m$	154
Tabla 95 Cuantías características para diferentes tipos de concreto armado.	156
Tabla 96 Iteración para valores de "a" y A_s para Momento negativo.	157
Tabla 97 Iteración para valores de "a" y A_s para Momento positivo.	157
Tabla 98 Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en X.	159
Tabla 99 Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en Y.	160
Tabla 100 Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en X (Corregido por fisuración)	161
Tabla 101 Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en Y (Corregido por fisuración)	161
Tabla 102 Fuerzas de diseño por sismo severo.	162
Tabla 103 Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en X (Corregido por resistencia global del edificio)	162
Tabla 104 Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en Y (Corregido por resistencia global del edificio)	163
Tabla 105 Disposición de acero en la platea de fundación $e=0.40m$	177



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Edificio en estudio	1
Figura 2. Ubicación del centro poblado Jayllihuaya.....	2
Figura 3. Distribución del 1er. nivel	3
Figura 4. Distribución del 2do. al 5to. nivel	3
Figura 5. Introducción de valores a Etabs, albañilería $f'm=60\text{kg/cm}^2$	9
Figura 6. Introducción de valores a Etabs, concreto $f'c=210\text{ kg/cm}^2$	10
Figura 7. Introducción de valores a Etabs, acero $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	11
Figura 8. Aceleración del sismo, para un suelo duro	16
Figura 9. Zonificación sísmica.....	17
Figura 10. Deformación de una barra	28
Figura 11. Centro de masa	43
Figura 12. Centro de rigidez.....	44
Figura 13. Torsión.....	45
Figura 14. Excentricidad accidental	46
Figura 15. Peso sísmico.....	47
Figura 16. Cargas muertas y vivas	47
Figura 17. Transferencia de cargas por gravedad	48
Figura 18. Coeficiente de rigidez	54
Figura 19. Coeficientes de rigidez	58
Figura 20. Diagrama de interacción	68
Figura 21. Asentamiento diferencial.....	71
Figura 22. Proceso de diseño estructural.....	73
Figura 23. Alabeo en losas	74
Figura 24. Modelo estructural en Etabs	82
Figura 25. Inicialización del modelo en Etabs	82
Figura 26. Plantilla rápida del nuevo modelo	83
Figura 27. Sistema de grillas.....	83
Figura 28. Propiedades de una sección tipo columna	84
Figura 29. Propiedades de una sección tipo viga	85
Figura 30. Propiedades de una sección tipo muro $e=0.13\text{m}$	85
Figura 31. Propiedades de una sección tipo muro $e=0.23\text{m}$	86
Figura 32. Propiedades de una sección tipo placa.....	87
Figura 33. Propiedades de una sección tipo losa.....	87
Figura 34. Asignación de secciones en el modelo	88
Figura 35. Discretización de los muros estructurales.....	88
Figura 36. Asignación de restricciones de la cimentación	89
Figura 37. Definición de patrones de carga	90
Figura 38. Patrón de carga sísmica en la dirección X.....	91
Figura 39. Patrón de carga sísmica en la dirección Y	91
Figura 40. Definición de masa	93
Figura 41. Espectro de pseudo - aceleraciones en X-X	93
Figura 42. Espectro de pseudo - aceleraciones en Y-Y	94
Figura 43. Definición del espectro en X	94
Figura 44. Definición del espectro en Y	95



Figura 45. Definición de diafragmas rígidos.....	95
Figura 46. Asignación del coeficiente de corte "C" en X	96
Figura 47. Asignación del coeficiente de corte "C" en Y	96
Figura 48. Cortante por nivel en la dirección X.....	97
Figura 49. Cortante por nivel en la dirección Y.....	97
Figura 50. Definición del caso de carga en sismo dinámico en la dirección X	98
Figura 51. Definición del caso de carga en sismo dinámico en la dirección Y	99
Figura 52. Casos de carga	99
Figura 53. Cortante dinámica en X e Y.....	100
Figura 54. Carga lateral por niveles en la dirección X.....	100
Figura 55. Carga lateral por niveles en la dirección Y.....	101
Figura 56. Primer modo de vibración - traslación.....	102
Figura 57. Segundo modo de vibración - traslación	102
Figura 58. Tercer modo de vibración - rotación	103
Figura 59. Drifts en la dirección X.....	104
Figura 60. Drifts en la dirección Y.....	104
Figura 61. Nomenclatura de las esquinas evaluadas	106
Figura 62. Escalamiento de fuerzas dinámicas en la dirección X.....	110
Figura 63. Escalamiento de fuerzas dinámicas en la dirección Y.....	110
Figura 64. Introducción al software (espectro) de amortiguamiento de 6% en la dirección X	111
Figura 65. Introducción al software de amortiguamiento de 6% al Caso de carga dinámico en X.....	112
Figura 66. Introducción al software (espectro) de amortiguamiento de 6% en la dirección Y	112
Figura 67. Introducción al software de amortiguamiento de 6% al Caso de carga dinámico en Y.....	113
Figura 68. Liberación de las restricciones en los apoyos	118
Figura 69. Adición de grillas para contorno de platea de cimentación	118
Figura 70. Perspectiva en planta en nuevo sistema de grillas	119
Figura 71. Creación de material infinitamente rígido para la platea de cimentación.....	119
Figura 72. Definición del elemento platea tipo Shell.....	120
Figura 73. División de la platea en el sentido X	120
Figura 74. División de la platea en el sentido Y	120
Figura 75. Platea dividida	121
Figura 76. Asignación de masas al centroide de la platea.....	121
Figura 77. Asignación de coeficientes de rigidez por el Método Barkan - Savinov.....	122
Figura 78. Platea de cimentación con asignación de coeficientes de rigidez.....	122
Figura 79. Asignación de restricción en rotación en el eje Z.....	123
Figura 80. Primer modo de vibración con ISE.....	123
Figura 81. Comparación de periodos de vibración, para diferentes tipos de suelo.....	130
Figura 82. Comparación de desplazamientos en X, para diferentes tipos de suelo	130
Figura 83. Comparación de desplazamientos en Y, para diferentes tipos de suelo	131
Figura 84. Comparación de esfuerzo axial, para diferentes tipos de suelo	131
Figura 85. Comparación de cortante, para diferentes tipos de suelo.....	132
Figura 86. Comparación de momento, para diferentes tipos de suelo	132



Figura 87. Deducción de la fuerza cortante inducida por torsión	141
Figura 88. Franjas de diseño en dirección X e Y, en losa maciza ($e=15\text{cm}$)	152
Figura 89. Momentos últimos en dirección X e Y, en losa maciza ($e=15\text{cm}$)	152
Figura 90. Cortantes últimas en dirección X e Y, en losa maciza ($e=15\text{cm}$)	153
Figura 91. Momentos últimos por sismo moderado * 1.25 para eje G-G	155
Figura 92. Reacción del suelo en la platea de cimentación.....	173
Figura 93. Franjas de diseño para losa de cimentación $e=40\text{cm}$	174
Figura 94. Momentos últimos en la dirección X e Y en la losa de cimentación, $e=40\text{cm}$	175
Figura 95. Cortantes últimos en la dirección X e Y, en losa de cimentación, $e=40\text{cm}$	175





ÍNDICE DE ECUACIONES

(Ecuación 1) Módulo de corte G_c para concreto	9
(Ecuación 2) Periodo fundamental de vibración	19
(Ecuación 3) Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica.....	26
(Ecuación 4) Coeficiente de poisson.....	28
(Ecuación 5) Módulo de elasticidad.....	28
(Ecuación 6) Predimensionamiento de losa maciza biridireccional I	35
(Ecuación 7) Predimensionamiento de losa maciza biridireccional II.....	35
(Ecuación 8) Predimensionamiento de columna.....	36
(Ecuación 9) Esfuerzo axial de un muro	37
(Ecuación 10) Densidad mínima de muros reforzados	38
(Ecuación 11) Predimensionamiento de cimiento.....	38
(Ecuación 12) Centro de masas en X	43
(Ecuación 13) Centro de masas en Y	44
(Ecuación 14) Centro de rigidez en X.....	44
(Ecuación 15) Centro de rigidez en Y	44
(Ecuación 16) Peso sísmico	46
(Ecuación 17) Fuerza cortante en la base.....	51
(Ecuación 18) Distribución de la fuerza sísmica en altura.....	51
(Ecuación 19) Coeficiente de distribución de fuerza sísmica	51
(Ecuación 20) Pseudoaceleraciones para espectro de diseño.....	52
(Ecuación 21) Masas traslacionales respecto a los ejes X, Y, Z.....	55
(Ecuación 22) Masas rotacionales respecto al eje X.....	55
(Ecuación 23) Masas rotacionales respecto al eje Y	55
(Ecuación 24) Masas rotacionales respecto al eje Z	55
(Ecuación 25) Coeficiente de rigidez elástico uniforme en X e Y.....	56
(Ecuación 26) Coeficiente de rigidez elástico uniforme en Z.....	56
(Ecuación 27) Coeficiente de rigidez elástico no uniforme en X.....	56
(Ecuación 28) Coeficiente de rigidez elástico no uniforme en Y	56
(Ecuación 29) Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme en X e Y	56
(Ecuación 30) Coeficiente de compresión elástico uniforme en Z	56
(Ecuación 31) Coeficiente de compresión elástico no uniforme en X.....	56
(Ecuación 32) Coeficiente de compresión elástico no uniforme en Y	56
(Ecuación 33) Presión estática de la platea de cimentación.....	57
(Ecuación 34) Coeficiente D_o	57
(Ecuación 35) Rigidez lateral de cada muro "i".....	59
(Ecuación 36) Comprobación de agrietamiento diagonal de muros	62
(Ecuación 37) Cortante de agrietamiento diagonal de muros	62
(Ecuación 38) Resistencia a la cortante en placas sin considerar refuerzo	63
(Ecuación 39) Sección de núcleo de columna de confinamiento.....	65
(Ecuación 40) Área de columna de confinamiento	65
(Ecuación 41) Refuerzo longitudinal de columnas de confinamiento	66
(Ecuación 42) Refuerzo longitudinal de vigas de confinamiento	67
(Ecuación 43) Diseño por fuerza cortante.....	68
(Ecuación 44) Control por capacidad portante del suelo	69

CAPÍTULO I. GENERALIDADES DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN.

1.1 Breve Descripción del Proyecto.

La presente tesis de investigación corresponde a un análisis sísmico y diseño de una estructura destinada para uso de vivienda multifamiliar, el cual cuenta con 5 niveles; considerando la interacción suelo – estructura y un amortiguamiento estructural del 6%, a diferencia del 5% que se considera según la normativa vigente de análisis sísmico en nuestro país.

La estructura del edificio se plantea de albañilería confinada, con resistencias que se pueden garantizar.

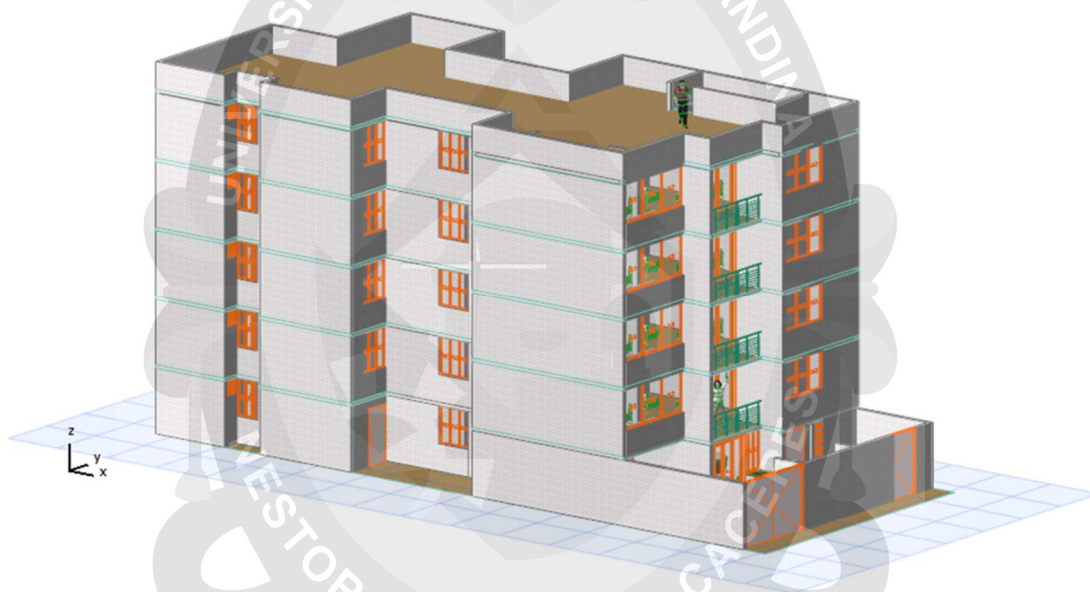


Figura 1. Edificio en estudio (Fuente: Elaboración Propia)

Datos del proyecto:

Ubicación:

Departamento : Puno

Provincia : Puno

Distrito : Puno

Centro Poblado : Jaillihuaya

La presente investigación se realizó en el Centro Poblado de Jaillihuaya, Provincia Puno, Región Puno a 10 minutos de la ciudad de Puno, se tomó este sector por ser de mayor crecimiento demográfico y del sector construcción en la zona.

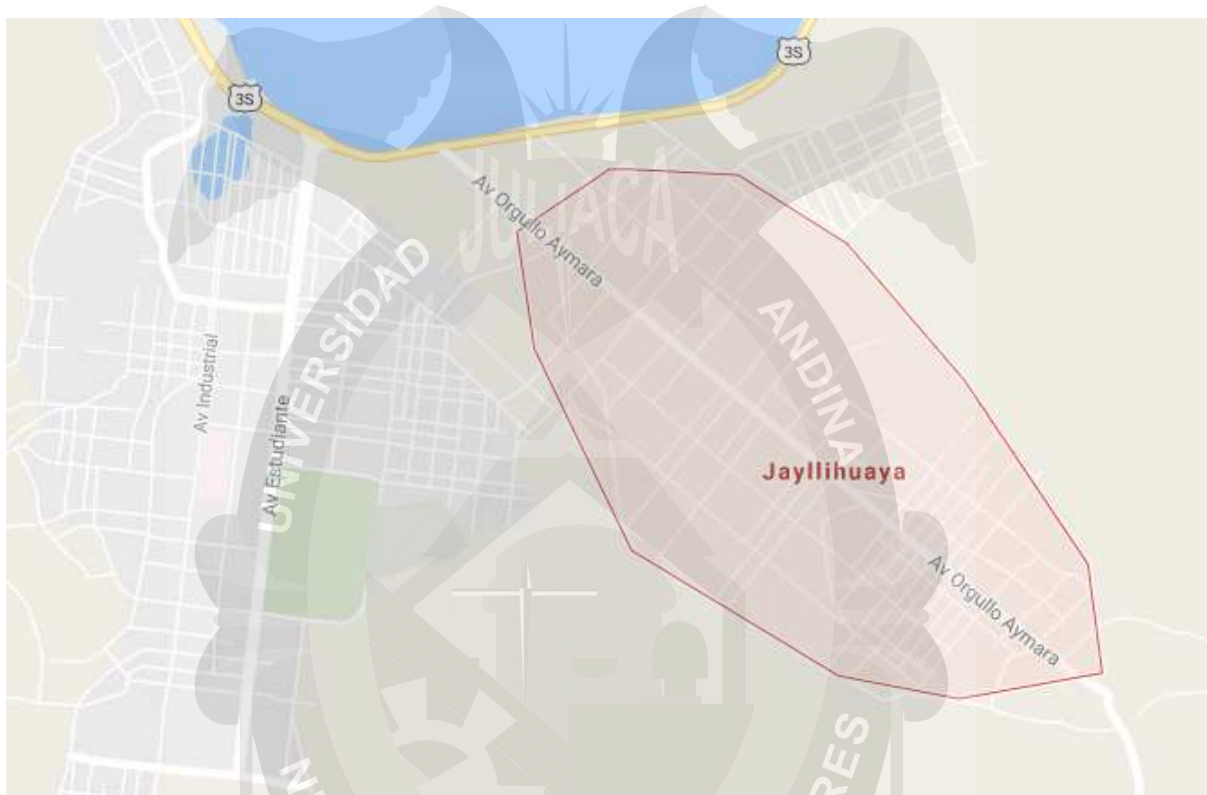


Figura 2. Ubicación del centro poblado Jaillihuaya. (Fuente: Google Earth)

El proyecto comprende:

Primer nivel, un departamento que consta de 3 baños, 3 patios, 4 habitaciones, una terraza externa, 1 estacionamiento, 1 cocina, 1 lavandería, 1 caja de escaleras, 1 ascensor, 1 sala, 1 comedor.

Segundo al quinto nivel, un departamento que consta de 3 baños, 4 habitaciones, 1 balcón, 1 cocina, 1 lavandería, 1 caja de escaleras, 1 ascensor, 1 sala, 1 comedor.

Cuya distribución se presenta a continuación:



Figura 3. Distribución del 1er. nivel (Fuente: Elaboración Propia)

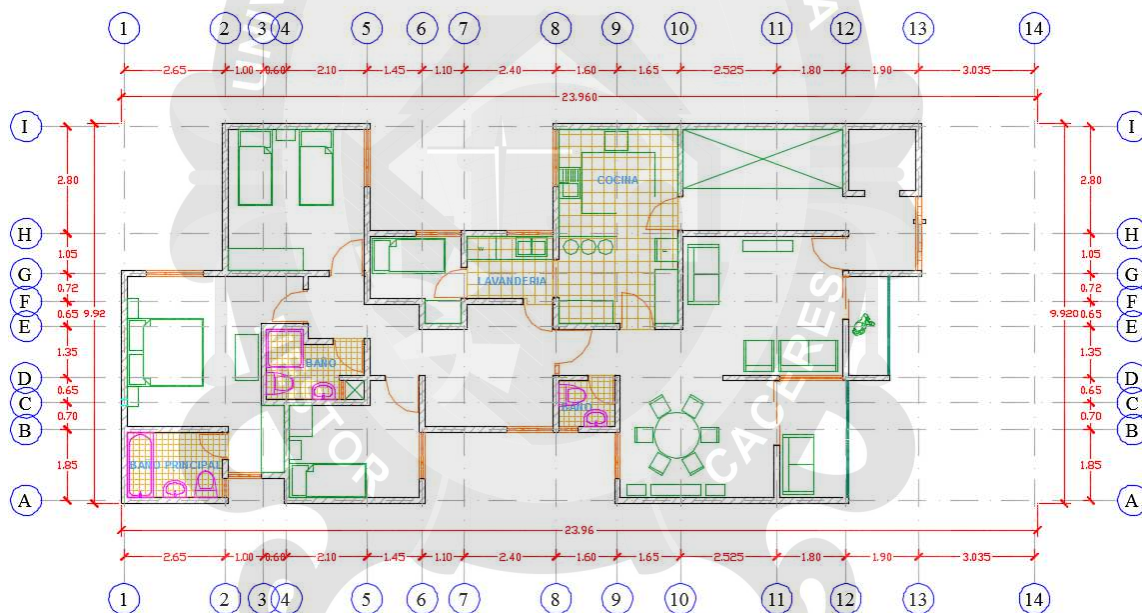


Figura 4. Distribución del 2do. al 5to. nivel (Fuente: Elaboración Propia)

1.2. Identificación del Problema:

Por el desarrollo económico y el consecuente crecimiento demográfico en nuestro país, se construyen a diario edificaciones, y más precisamente viviendas familiares y multifamiliares, y ya que todo el territorio nacional es catalogado como zona sísmica, es importante la seguridad

estructural en el ámbito de desarrollo nacional. La reducción de los costos por un adecuado diseño (optimización de secciones estructurales), y la seguridad estructural frente a fuerzas sísmicas es un problema central en el campo del desarrollo de nuestro país.

Adicionalmente a lo expuesto, la albañilería confinada es de un uso extensivo en nuestro país, ya que representa más del 50% de construcciones en zonas urbanas, casi el 100% en construcciones informales.

Y es en esta necesidad que se plantea una edificación de sistema de Albañilería Confinada para evaluar los resultados de los modelos estructurales y su comportamiento.

La presente investigación toma en cuenta 3 factores a la hora de hacer un estudio sísmico, los cuales son la estructura, cimentación y el suelo de fundación, tomando especial interés en la interacción de los dos últimos, por lo que la evaluación correcta del tipo de suelo en una zona destinada a un asentamiento humano por el fenómeno de un crecimiento demográfico es de importancia singular, la zona de estudio de la presente Tesis la cual es el Centro Poblado de Jayllihuaya corresponde a la Zona 3 según la Norma Peruana E-030 Diseño Sismoresistente, la cual sería la segunda zona de mayor exigencia sísmica de las 4 que hay en la Norma vigente de nuestro país, es por ello que es de importancia un análisis más complejo, concretamente, la metodología de cálculo de edificaciones con losa de cimentación por ser la más usada en el sector, considerando la flexibilidad de la base de cimentación.

La consideración de la flexibilidad del suelo de fundación se refleja en las frecuencias, periodos y formas de vibración libre de las estructuras, que a su vez se traducen en la magnitud de las fuerzas sísmicas. La consideración de la interacción suelo – estructura nos lleva a un criterio más adecuado en el diseño sísmico de la edificación.

1.3. Objetivos del Proyecto.

Objetivo Principal:

Realizar un análisis y diseño estructural considerando la interacción Suelo Estructura y un amortiguamiento de 6%, para estudiar el comportamiento estructural de un edificio multifamiliar con el uso del programa ETABS.

Objetivos Secundarios:

O1. Demostrar el efecto de la interacción sísmica suelo – estructura en el desplazamiento máximo del último nivel y en desplazamiento relativo de entrepisos.

O2. Demostrar el efecto de la variación del amortiguamiento de 6% en el desplazamiento máximo del último nivel y en desplazamiento relativo de entrepisos.

O3. Definir cómo afecta en la redistribución de esfuerzos internos el análisis de la interacción sísmica suelo – estructura.

O4. Describir de qué manera el análisis suelo – estructura logra detectar alabeo en lozas.

1.4. Justificación.

Contribuir con el uso de nuevas tendencias para el modelamiento sísmico de estructuras, promoviendo un mayor conocimiento en el diseño sísmico de estructuras.

1.5. Hipótesis.

Hipótesis General:

La consideración de un análisis de interacción sísmica suelo – estructura, y un amortiguamiento de 6% de una edificación multifamiliar en el centro poblado de Jayllihuaya – Puno brinda resultados más reales en el diseño estructural sismo resistente.

Hipótesis Específicas:

H1. El desplazamiento máximo del último nivel y en desplazamiento relativo de entrepisos será mayor por las exigencias que presenta el análisis de Interacción Suelo Estructura.

H2. El desplazamiento máximo del último nivel y en desplazamiento relativo de entrepiso será menor por la consideración del amortiguamiento de 6%.

H3. El análisis de la Interacción Suelo Estructura reduce los esfuerzos internos de la estructura, por consiguiente, optimiza las secciones de diseño.

H4. El análisis de la Interacción Suelo Estructura detectara si existe o no alabeo en losas, determinando los movimientos de las esquinas del diafragma.

1.6. Limitaciones.

Alcance. - Existen pocos trabajos de este tipo en el sector de estudio.

Costo. - Al ser un proyecto de investigación, el costo total de la elaboración y formulación del presente trabajo, son asumidos por el titulado.

Tiempo. - Toma mucho tiempo realizar los procesos de análisis, como la estructuración partiendo de planos de arquitectura, pre dimensionamiento, metrado de cargas, modelamiento, análisis, control de cargas verticales y laterales, y diseño de la edificación, etc.

Calidad. - Algunas propiedades del suelo exigidas por la interacción sísmica suelo – estructura son obtenidos por tablas de valores por no tener los equipos adecuados en el sector (laboratorios).

1.7. Normas y Reglamentos.

En la investigación se dará uso a las Normas Peruanas vigentes que son de carácter de cumplimiento nacional, las cuales son:

E. 020 – Cargas.

E. 030 - Diseño Sismoresistente.

E. 050 - Suelos y Cimentaciones.

E. 060 - Concreto Armado.

E. 070 – Albañilería.

Modelos Dinámicos de ISE.

1.8. Características Arquitectónicas:

- Uso: Vivienda Multifamiliar.
- Techado: Losa maciza armada en dos sentidos, espesor $t=15$ cm.
- Azotea: Con parapetos ($h=1.00$ m), sin tanque de agua.
- Altura de entrepiso de 1ero a 5to nivel: 2.55 m.
- Ancho de puertas: Variable.
- Altura de alféizares: $h = 1.00$ m (excepto en S.H. donde $h = 1.80$ m).
- Peralte de vigas soleras: 0.15 m (igual al espesor del techo).
- Peralte de vigas de acoplamiento: 0.30 m.

1.9. Estructuración.

Muros. - La estructura analizada está compuesta en sus 2 direcciones principales por muros de albañilería confinada, adicionalmente se consideraron placas para el ascensor. De ser necesario se irán cambiando algunos muros de albañilería a muros de concreto armado para que cumpla con las sollicitaciones de diseño por fuerzas axiales.

Escalera. - La escalera será metálica, construida una vez que se termine la estructura en estudio, para el emplazamiento de la escalera se dejará libre un espacio de 5.60 m^2 . ($4.15\text{m} \times 1.55\text{m}$)

Alfeizares. - Los alfeizares de ventanas serán aislados de la estructura principal, para no generar esfuerzos no contemplados en el análisis, por lo que no se considerarán en el análisis estructural y medirán 1 metro de alto, con excepción de los baños que medirán 1.8m de alto.

1.10. Especificaciones y Materiales Empleados.

Albañilería:

-Ladrillos clase V sólidos ($< 30\%$ de huecos), tipo King Kong de arcilla, $t = 13 \text{ cm}$, $f'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$.

-Mortero tipo P2: cemento-arena 1:4, para muros portantes.

-Pilas: resistencia característica a compresión $= f'_m = 60 \text{ kg/cm}^2 = 600 \text{ ton/m}^2$ (Asumiendo un coeficiente de variación $CV=7.69\%$), ya que en la especificación técnica del ladrillo es $f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$.

-Muretes: resistencia característica a corte puro $= v'_m = 7.7 \text{ kg/cm}^2 = 77 \text{ ton/m}^2$ ($v'_m \leq \sqrt{f'_m}$).

-Módulo de elasticidad $= E_m = 500 f'_m = 30,000 \text{ kg/cm}^2 = 300,000 \text{ ton/m}^2$.

-Módulo de corte $= G_m = 0.4 E_m = 12,000 \text{ kg/cm}^2$.

-Módulo de poisson $= v = 0.25$.

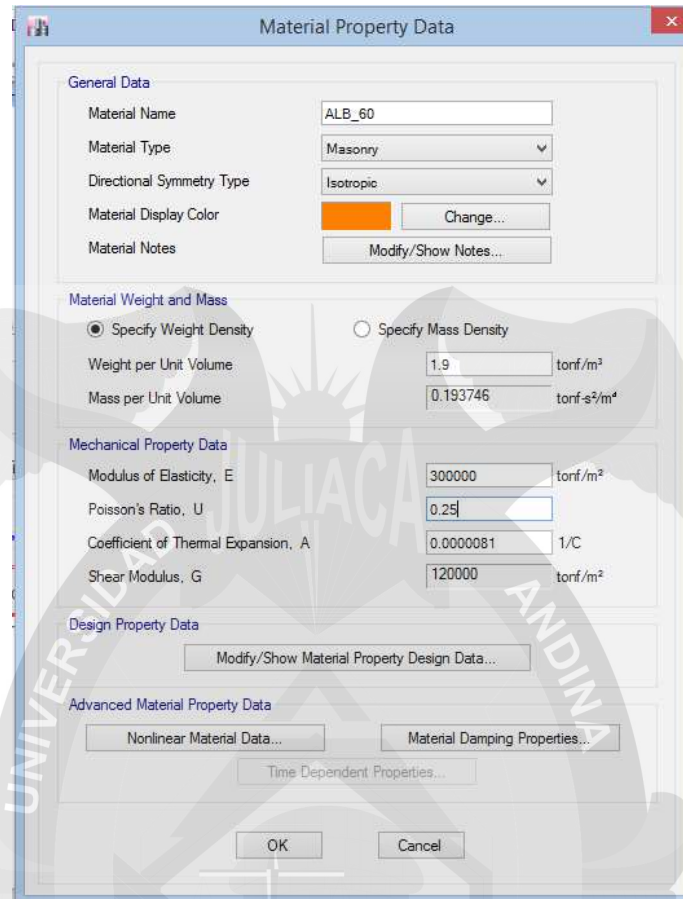
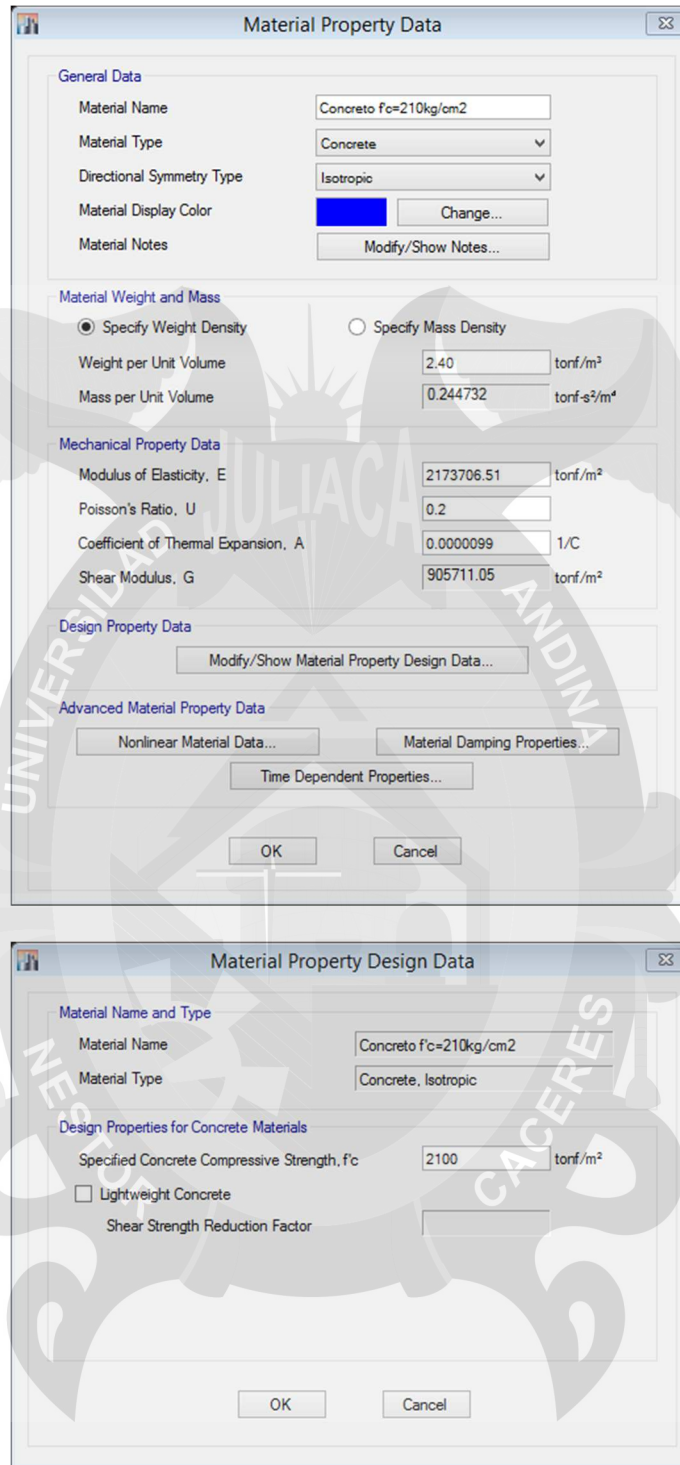


Figura 5. Introducción de valores a Etabs, albañilería $f'm=60\text{kg/cm}^2$ (Fuente: Elaboración Propia)

Concreto:

- Resistencia característica a compresión = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad = $E_c = 15000\sqrt{f'c} = 217370.651 \text{ kg/cm}^2 = 2173706.51 \text{ ton/m}^2$.
- Módulo de Poisson = $\nu = 0.20$.
- Módulo de corte, G_c se calcula mediante la siguiente ecuación y su valor es determinado automáticamente por el software.

$$G_c = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Ecuación 1})$$



Material Property Data

General Data

Material Name: Concreto $f_c=210\text{kg/cm}^2$

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.40 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2173706.51 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 905711.05 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Concreto $f_c=210\text{kg/cm}^2$

Material Type: Concrete, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 2100 tonf/m²

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty]

OK Cancel

Figura 6. Introducción de valores a Etabs, concreto $f'_c=210\text{ kg/cm}^2$ (Fuente: Elaboración Propia)

Acero de Refuerzo:

Sera corrugado, de grado 60, esfuerzo de fluencia = $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2 = 4.2\text{ ton/cm}^2$

-Módulo de Elasticidad del Acero = $E_a = 2E7 \text{ ton/m}^2$

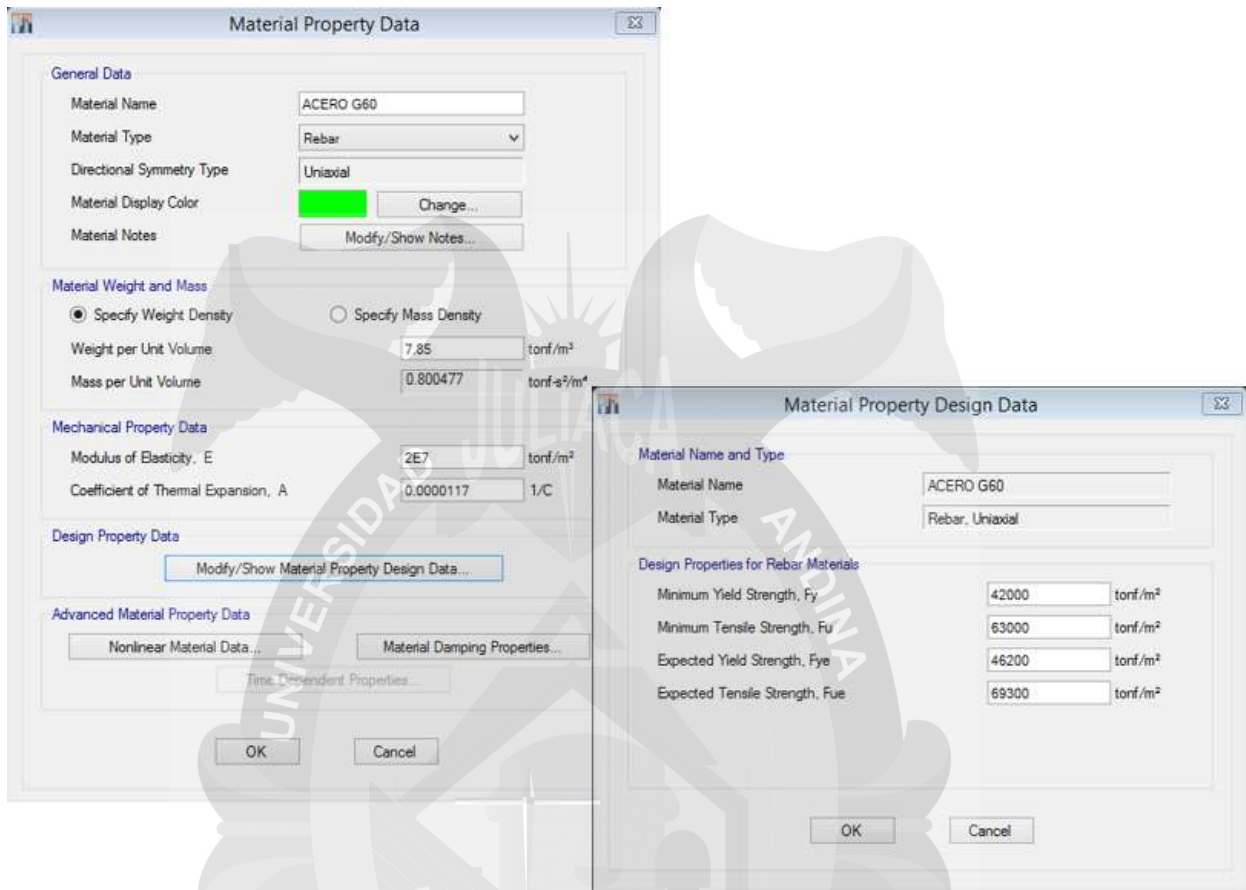


Figura 7. Introducción de valores a Etabs, acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (Fuente: Elaboración Propia)

1.11. Características del Suelo.

Tipo de Suelo = Arena arcillosa (SC).

Módulo de Elasticidad = Se estimará 2200 ton/m^2 , 22 Mpa .

Coefficiente de Poisson del suelo = Se estimará ν : 0.30.

Angulo de fricción interna del suelo = 23° .

Presión admisible del suelo = $0.49 \text{ kg/cm}^2 = 4.9 \text{ ton/m}^2$ (F.S.=3).

Cohesión del suelo: 0.128 kg/cm^2 .

Peso del suelo: 1.50 ton/m^3 .

1.12. Cargas Unitarias (Según Norma E.020).

Pesos Volumétricos:

-Concreto armado: 2.4 ton/m^3 .

-Albañilería: 1.8 ton/m^3 .

-Tarrajeo: 2.0 ton/m^3 .

Techos:

Peso propio de la loza de techo: $2.40 \times 0.15 = 0.360 \text{ ton/m}^2$.

Sobrecarga: 0.2 ton/m^2 , excepto en la azotea: 0.1 ton/m^2 .

Acabados: 0.1 ton/m^2 .

Muros:

-Peso de los muros de albañilería con 1 cm de tarrajeo: $1.8 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.274 \text{ ton/m}^2$.

$0.274 \times 2.4 = 0.658 \text{ ton/ml}$ (en tabique del piso al techo).

$0.274 \times 1.0 = 0.274 \text{ ton/ml}$ (en ventanas).

$0.274 \times 1.8 = 0.493$ (en baños).

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.

2.1 Antecedentes.

Galicia y León (2007) afirman:

Con ayuda de los modelos dinámicos de interacción suelo – estructura nos muestra que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo. Este modelo en comparación con un modelo empotrado permite que: Los desplazamientos laterales máximo de entrepiso aumenten un 40%. Estos desplazamientos cumplen con los límites para desplazamiento lateral de entrepisos permitidos para un edificio de albañilería según La Norma Peruana E.030, las fuerzas axiales máximas disminuyan en un 25%, las fuerzas cortantes máximas disminuyan en 23%, el momento flector disminuya en 25%, las fuerzas cortantes en la base de la estructura aumenten en un 25%. (pág. 46)

Guzmán (2013) afirma:

El porcentaje de aumento de los períodos de vibración del Modelo Normativo Dinámico Empotrado con respecto al Modelo Normativo Estático Empotrado, es del orden de un 28% aproximadamente, mientras que para el Modelo Dinámico Interacción Suelo Estructura presenta un aumento del 50% aproximadamente. (pág. 170)

2.2 Terremotos y Sismicidad.

Un sismo o terremoto es la vibración del terreno producida por la liberación violenta y rápida de energía almacenada en una zona de la profundidad de la tierra, se producen en las fallas, donde con el paso del tiempo se acumulan tensiones, llegando un momento en que las rocas no pueden resistir estas tensiones produciéndose un movimiento brusco, llamada hipocentro o foco. Esta energía acumulada se libera en representación de ondas sísmicas concéntricas que se transmiten para todas las direcciones, hacia la superficie terrestre. Todo sismo o terremoto tiene dos elementos

fundamentales: Foco es la zona en la profundidad de la tierra donde se libera la energía acumulada. Puede estar a muchos kilómetros de la superficie. Epicentro es la zona de la superficie de la tierra ubicada directamente sobre el foco, donde las ondas sísmicas alcanzan la superficie terrestre y se sienten con mayor intensidad los efectos del terremoto. El punto de la superficie donde llegan primero las ondas sísmicas es el epicentro. (ABANTO, 2017).

La magnitud de un terremoto es una disposición de la energía que libera, a través de la amplitud de las ondas sísmicas, mediante instrumentos denominados sismógrafos, que generalmente se colocan sobre suelo rocoso. Es una medida numérica y objetiva. La escala más conocida es la escala de Richter, que tiene una base logarítmica, lo cual implica que un punto más en la escala representa $32(10^{1.5})$ veces más energía liberada. (ABANTO, 2017)

La intensidad de un terremoto es la medida de su poder destructor en determinado lugar. Por tanto, un sismo tendrá una sola magnitud mientras que sus intensidades variaran de un lugar a otro.

Las escalas más usuales de intensidad son subjetivas y traducen, mediante números, una serie de sensaciones, impresiones e interpretaciones personales del sismo. La escala subjetiva más empleada es la de Mercalli Modificada (MM) con 12 grados, el primero de los cuales, corresponde a movimientos imperceptibles sin el auxilio de instrumentos. Se llama foco o centro de un terremoto, al sitio donde se produce la perturbación que da origen al movimiento. Su determinación se hace en la mayoría de los casos, estudiando la porción inicial de los registros sísmicos, por lo que el foco que se reporta corresponde casi siempre al sitio donde se inicia la perturbación aun cuando el terremoto tenga sucesivamente otros puntos. (LYAPICHEV, 2012)

“Así pues, mientras las escalas de intensidad tienen una progresión lineal y son medidas subjetivas de los daños causados, las escalas de magnitud crecen en múltiplos de 10 cada grado y miden numéricamente la energía liberada durante un sismo” (ABANTO, 2017, pág. 34)

A continuación, se presenta una comparación entre las escalas de Mercalli y Richter, en cuanto a la intensidad máxima en el epicentro.

Tabla 1
Intensidad máxima en el epicentro de un sismo.

Mercalli (intensidad)	Richter (magnitud)	Observaciones
I	Hasta 2.5 – Instrumental	Sismo débil solo registrado por sismógrafos.
II	2.5 a 3.1 - Muy débil	Percibido solo por personas en reposo.
III	3.1 a 3.7 – Ligero	Percibido en áreas densamente pobladas por una parte de la población.
IV	3.7 a 4.3 - Moderado	Percibido por personas en movimiento, algunas personas dormidas se despiertan.
V	4.3 a 4.9 - Algo fuerte	Se siente a nivel del terreno, se despiertan las personas.
VI	4.9 a 5.5 – Fuerte	Percibido por todos, el caminar se vuelve inestable, los árboles y materiales se aprecian en movimiento por efectos del sismo.
VII	5.5 a 6.1 - Muy fuerte	Dificultad para mantenerse en pie, objetos colgantes se caen, se pueden producir pequeños derrumbes y deslizamientos.
VIII	6.1 a 6.7 - Destructivo	Colapso parcial de estructuras, daños considerables en edificios no previstos para resistir acciones sísmicas.
IX	6.7 a 7.3 – Ruinoso	Daño considerable en estructuras especialmente diseñadas, colapso completo de edificaciones y casas, daños generales en los cimientos d presas y diques
X	7.3 a 7.9 - Desastroso	Destrucción de la mayoría de edificaciones, destrucción de puentes, daños serios en presas y embarcaderos.
XI	7.9 a 8.4 - Muy desastroso	Pocas estructuras quedan en pie. Se presenta grandes fisuras en el terreno.
XII	8.4 a 9 - Catastrófico	Destrucción total, grandes masas de roca desplazada, objetos lanzados al aire.

Fuente: Diseño de presas. Yuri Lyapichef, 2014)

San Bartolomé afirma:

El “sismo moderado” o de servicio, es aquel que no produce el agrietamiento diagonal de los muros portantes hechos de albañilería. El hecho de suponer que este sismo origina fuerzas de inercia iguales a la mitad del “sismo severo” (“V”, en la Norma E.030), equivale a emplear $R = 6$, en un análisis elástico cuando la estructura está sometida al “sismo moderado”. Para el caso de suelos de menor calidad, las aceleraciones indicadas se multiplican por el factor “S” especificado en la Norma E.030. (pág. 88)

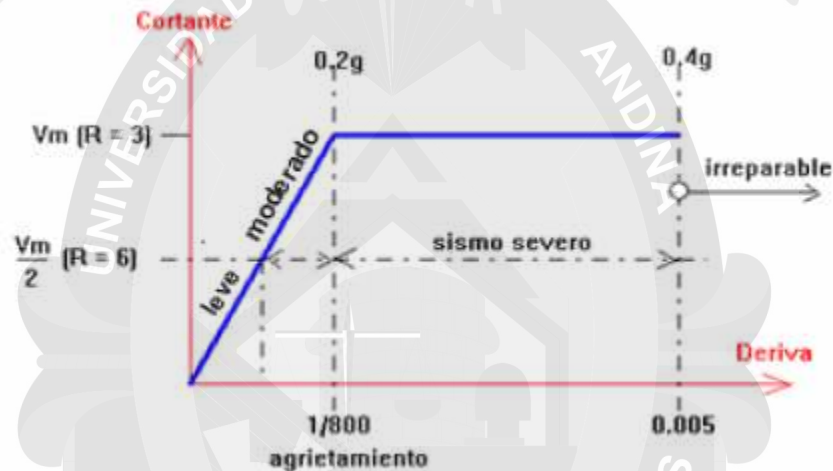


Figura 8. Aceleración del sismo, para un suelo duro (Fuente: Comentarios a la Norma E.070 Albañilería, SENCICO - Ángel San Bartolomé)

Al producirse un sismo, el suelo sobre el cual descansa una edificación es inducido a movimientos vibratorios (oscilaciones) tanto horizontales como verticales; de mayor y menor intensidad y frecuencia, según las características del sismo.

Las vibraciones verticales son resistidas por las estructuras con relativa facilidad, mientras que las fuerzas horizontales son las que generan las deformaciones y daños en las estructuras. La acción sísmica se idealiza para efectos de análisis estructural como una fuerza horizontal en uno u otro sentido.

Cuando el movimiento del terreno por ser oscilatorio cambia de dirección el edificio tiende por inercia (primera ley de Newton) a continuar su movimiento en el sentido que el suelo le había impuesto inicialmente, originando las llamadas Fuerzas inerciales ($F_i = m \cdot a$) de sentido opuesto al movimiento del terreno. (ABANTO, 2017, pág. 35)

2.3. Peligro Sísmico.

Los procedimientos de esta fase penden solamente del lugar y las tipologías del terreno de fundación del proyecto.

2.3.1. Zonificación.

El país de Perú, se encuentra dividido en cuatro zonas, tal como se muestra en la Figura 9.

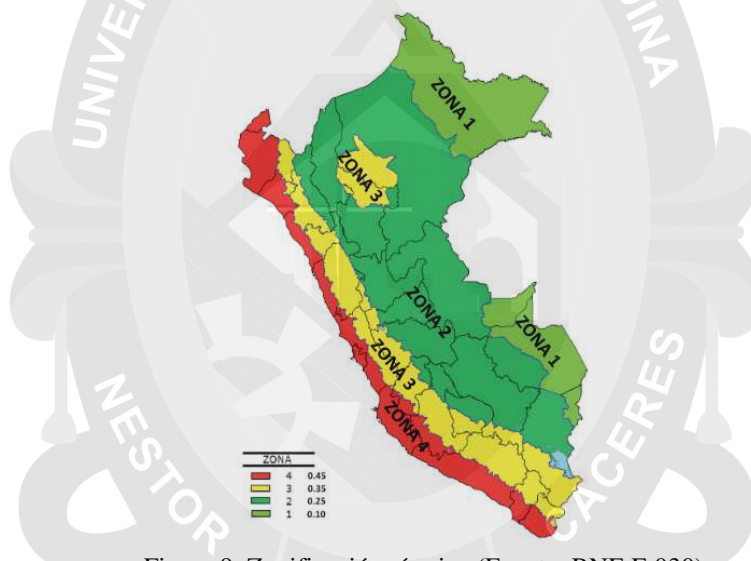


Figura 9. Zonificación sísmica (Fuente: RNE E.030)

A cada zona se le establece un factor Z según se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2
Factores de zona "Z"

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: RNE. E.030

2.3.2. Perfiles de suelo.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco, la Tabla 3 muestra los valores característicos para cada tipo de perfil de suelo:

Tabla 3
Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	Vs	N60	Su
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S2	180 ms a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación Basada en EMS		

Fuente: RNE. E.030

Condiciones Anexas:

También existen otros métodos para hallar el tipo de suelo según la capacidad portante admisible que nos ofrece el Estudio de Mecánica de Suelos como es la Tabla 4:

Tabla 4
Tipo de suelo según capacidad portante admisible

Tipo	Suelo	qa (kg/cm ²)
S0	Roca dura	>6
S1	Muy rígido	3 a 6
S2	Intermedio	1.2 a 3
S3	Blando	<= 1.2

Fuente: Ph. D. Genner Villareal Castro min 34. 57. Diplomado internacional ingeniería estructural.

2.3.3. Parámetros de sitio S, T_p, T_L.

Corresponderá discurrir el tipo de perfil que mejor represente las condiciones particulares, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos T_p y T_L dados en la Tabla 5 y Tabla 6 respectivamente.

Tabla 5
Factor de suelo "S"

Zona	So	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: RNE. E.030

Tabla 6
Periodos "Tp" y "Tl"

	Perfil de suelo			
	So	S1	S2	S3
TP	0.3	0.4	0.6	1.00
TL	3.0	2.5	2.0	1.60

Fuente: RNE. E.030

2.3.4. Factor de amplificación sísmica.

De acuerdo a las tipologías de sitio, se limita el factor de amplificación sísmica (C), por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5x\left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T < T_L \quad C = 2.5x\left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

2.3.5. Periodo Fundamental de vibración.

“El periodo fundamental de vibración para cada dirección de la estructura, se valuará con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Dónde:

$C_T = 35$ Para pórticos de concreto armado sin muros de corte, pórticos dúctiles de acero sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras, pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para sistemas duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada". (SENCICO, 2016)

2.4. Caracterización de la Estructura.

2.4.1. Categoría de la edificación y el factor de uso "U".

Cada edificación de análisis debe ser catalogada de acuerdo con las categorías mostradas en la Tabla 7.

Tabla 7
Categorías de la edificación y factor U.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U	CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1	B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1,3
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.			
		1,5	C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.		D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: RNE. E.030

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1.5. (SENCICO, 2016)

“Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.” (SENCICO, 2016, pág. 8).

2.4.2. Sistemas estructurales.

Estructuras de concreto armado.

“**Pórticos.** Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos” (SENCICO, 2016, pág. 8).

“**Muros estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.” (SENCICO, 2016, pág. 8).

“**Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros esta entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio” (SENCICO, 2016, pág. 8).

“**Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos” (SENCICO, 2016, pág. 8).

Estructuras de albañilería.

Existen dos tipos:

“Albañilería confinada. Es aquella formada por losas aligeradas o macizas apoyadas en muros de ladrillo, en cuyo perímetro se ha colocado elementos de concreto armado” (ABANTO, 2017, pág. 99).

Albañilería armada. Es aquella que ha sido construida con unidades de albañilería, de forma tal que se pueden colocar refuerzos horizontal y vertical, a través de orificios presentes en estas. Este refuerzo es adherido a la albañilería mediante mortero líquido. (ABANTO, 2017).

2.4.3. Categoría y sistemas estructurales.

De acuerdo a la categoría de un edificio y su zona de emplazamiento, corresponderá planearse empleado el sistema estructural que se indica en la Tabla 8 y respetando las restricciones a la irregularidad a la Tabla 12.

Tabla 8
Categoría y sistema estructural de las edificaciones

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural	Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.	B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.			Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.	C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.
	1	Cualquier sistema.			Cualquier sistema.

Fuente: RNE. E.030

2.4.4. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

Los sistemas estructurales se catalogarán tomando en cuenta los materiales utilizados y el sistema de estructuración, en cada dirección de análisis, tal como se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9
Sistemas estructurales

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: RNE. E.030

2.4.5. Categoría y sistemas estructurales.

“Estructuras Regulares: Son las que, en su disposición resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas 10 y 11.” (SENCICO, 2016, pág. 9).

“Estructuras Irregulares: Son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas 10 y 11” (SENCICO, 2016, pág. 9).

2.4.6. Factores de irregularidad I_a , I_p .

El factor “ I_a ” (irregularidad en altura) se establecerá como el mínimo de los valores de la tabla 10, en las dos direcciones de análisis. El factor “ I_p ” (irregularidad en planta) se establecerá como el mínimo de los valores de la tabla 11, también en las dos direcciones de análisis. Después de la aplicación de las tablas de irregularidad en planta y en altura se consiguieran valores diferentes de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, corresponderá usar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones. (SENCICO, 2016).

Tabla 10
Irregularidades estructurales en altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_r	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_r
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,75	Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.		Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,50	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80
Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.		Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0,60

Fuente: RNE. E.030

Tabla 11
Irregularidades estructurales en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (A_{acc}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (A_{cm}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75	Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (A_{acc}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (A_{cm}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60	Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90		

Fuente: RNE. E.030

2.4.7. Restricciones a la irregularidad.

La edificación, debe proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla 12

Tabla 12
Categoría y regularidad de las edificaciones

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: RNE. E.030

2.4.8. Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica R .

El factor de reajuste de las fuerzas sísmicas se establecerá como el producto del coeficiente R_o y de los factores I_a , I_p , determinados anteriormente.

$$R = R_o * I_a * I_p \quad (\text{Ecuación 3})$$

Dónde:

R = Coeficiente de Reducción Sísmica.

R_o = Coeficiente Básico de Reducción.

I_a = Factor de Irregularidad en altura.

I_p = Factor de Irregularidad en planta.

2.5. Tipos de Esfuerzos en las Estructuras.

Tracción. Son las fuerzas que tienden a estirar el elemento.

Compresión. Cuando las fuerzas actúan sobre el elemento estructural tratan de aplastarlo o comprimirlo.

Flexión. Son las fuerzas que tienden a doblar el elemento.

Torsión. Son las fuerzas que tienden a retorcer el elemento sobre su propio eje.

Corte. Son las fuerzas que tienden a cortar el elemento.

2.6. Cargas en la Estructura.

Se denominan cargas a las fuerzas que actúan sobre los diferentes elementos estructurales que conforman la estructura.

2.6.1. Carga muerta (C.M.)

Se considera el peso real de los materiales que conforman y los que deberán soportar el edificio, calculados en base a los pesos unitarios que aparecen en la Tabla 13.

Tabla 13
Pesos unitarios por materiales de construcción.

Ítem.	Material	P.U.	
		kg/m ³	kN/m ³
1	Albañilería de adobe.	1600	16.00
2	Albañilería de unidades de arcilla cocida sólidas.	1800	18.00
3	Albañilería de unidades de arcilla cocida huecas.	1350	13.50
4	Concreto simple de grava.	2300	23.00
5	Concreto armado.	2400	24.00
6	Mortero de cemento.	2000	20.00
7	Yeso.	1000	10.00
8	Agua dulce.	1000	10.00
9	Cemento.	1450	15.60
10	Arena húmeda.	1800	18.00
11	Grava.	1600	16.00
12	Arena seca.	1600	16.00
13	Tierra seca.	1600	16.00
14	Ladrillo pastelero.	1600	16.00
15	Losetas.	2400	24.00
16	Teja artesanal.	1600	16.00
17	Teja industrial.	1800	18.00
18	Concreto asfáltico.	2400	24.00

Fuente: Análisis y diseño de edificaciones de albañilería, Segunda Edición 2017. Tomas Flavio Abanto Castillo

Pag 113.

En construcción generalmente se trabaja con tres tipos de materiales: concreto, acero y albañilería; para las cuales es necesario definir algunos parámetros de diseño como son el peso específico, el coeficiente de Poisson y el módulo de elasticidad. (ABANTO, 2017)

Tabla 14
Características de los principales materiales de construcción.

Material	Peso específico (kg/m ³)	Coeficiente de Poisson	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Concreto	2400	0.15 a 0.20	$E_c = 15000 * \sqrt{f'c}$
Acero	7800	0.27 a 0.30	$E_a = 2.1 * 10^6$
Albañilería	1800	0.25	$E_m = 500 * f'm$

Fuente: Análisis y diseño de edificaciones de albañilería, Segunda Edición 2017. Tomas Flavio Abanto Castillo

Pag 112.

Dónde:

Coefficiente de Poisson. El científico francés S.D. Poisson se dio cuenta que dentro de un rango elástico la razón de estas deformaciones es una constante, puesto que las deformaciones δ y δ' son proporcionales. Esta constante se denomina razón de Poisson, "v", y tiene un valor numérico que es único para cada material particular que es homogéneo e isotrópico. Expresado en forma matemática es: (HIBBELER, 2012, pág. 102)

$$v = \frac{\epsilon_{lat}}{\epsilon_{long}}$$

$$\epsilon_{long} = \frac{\delta}{L} \text{ y } \epsilon_{lat} = \frac{\delta'}{L} \quad (\text{Ecuación 4})$$

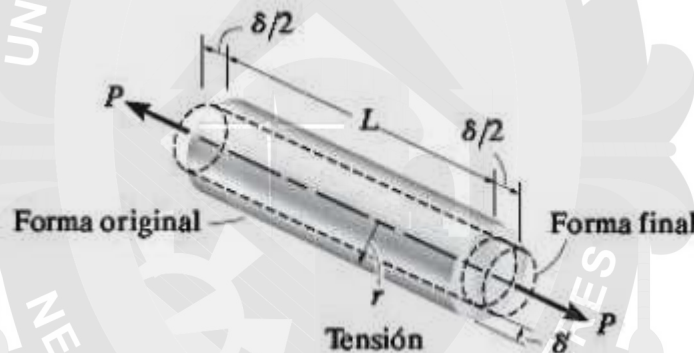


Figura 10. Deformación de una barra (Fuente: Mecánica de materiales, octava edición. Russell C. Hibbeler), pág.

102.

Módulo de elasticidad. También llamado módulo de Young, representa la pendiente de una porción recta inicial del diagrama de esfuerzo deformación hasta el límite de proporcionalidad. El módulo de elasticidad de un material puede utilizarse solo si el material tiene un comportamiento elástico lineal. (HIBBELER, 2012, pág. 109).

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (\text{Ecuación 5})$$

2.6.2. Carga viva (C.V.)

Son aquellas cuya intensidad varían con el tiempo. Dentro de estas cargas están las fuerzas de gravedad que actúan sobre una estructura y que no son permanentes, tales como: personas, muebles, mercancía, y en general todo aquello que puede cambiar de lugar en forma manual con relativa facilidad. En el análisis estructural las cargas vivas se consideran distribuidas sobre toda el área del piso como cargas uniformes. (ABANTO, 2017, pág. 113).

Cuando exista tabiquería móvil, se incluirá como carga viva equivalente uniformemente repartida por metro cuadrado, con un mínimo de 0.50 kPa (50kgf/m²), para divisiones livianas móviles de media altura y de 1.0 kPa (100 kgf/ m²), para divisiones livianas móviles de altura completa. (SENCICO, 2006).

2.6.3. Carga de sismo.

“Dentro de este ítem trataremos de los conceptos básicos de la dinámica de estructuras, que tiene que ver con el estudio del comportamiento de estructuras sujetas a la acción de vibraciones (sismo)” (ABANTO, 2017, pág. 117).

Carga estática y carga dinámica. Una carga estática es aquella cuyo valor no cambia con el tiempo, por ejemplo, las cargas muertas (peso propio de las edificaciones); una carga dinámica es aquella cuya intensidad es función del tiempo, un sismo, por ejemplo, se puede idealizar como una fuerza de tipo dinámico (carga sísmica) que actúa sobre la estructura durante el tiempo de duración del movimiento vibratorio. Calcular estructura elástica sujeta a la acción de una carga dinámica (sismo) se comporta como un sistema oscilante. (ABANTO, 2017).

Fuerza de inercia. Las edificaciones pasan bruscamente del estado de reposo en que se encuentran soportando principalmente cargas gravitatorias a sufrir un movimiento vibratorio, que le genera cargas dinámicas (fuerzas de inercia) actuando en todas las direcciones, siendo las

componentes horizontales las más críticas pues en esa dirección las construcciones empotradas en sus cimientos actúan como voladizos. Durante el sismo el suelo oscila tanto horizontal como verticalmente; el movimiento vertical es ligero y generalmente se desprecia en el análisis, pero el movimiento horizontal es el principal responsable de los daños causados en una estructura, la magnitud de las fuerzas horizontales depende de la aceleración del suelo y del peso de la estructura. (ABANTO, 2017).

Rigidez y resistencia. La resistencia tiene que ver con la geometría de los elementos estructurales, que avalen la estabilidad de la estructura sometida a todas las combinaciones de cargas. La resistencia de la estructura depende de su forma y de las propiedades mecánicas de los materiales. En cambio, la rigidez se relaciona con la deformación de la estructura producto de las cargas aplicadas. La rigidez de un elemento estructural se expresa mediante el cociente entre la carga y la deformación que produce. La medida de la rigidez es la deflexión. Los factores que determinan la rigidez del elemento estructural son: módulo de elasticidad, sección, inercia y longitud. (ABANTO, 2017).

Ductilidad. La ductilidad es la capacidad de un sistema estructural para deformarse más allá del rango elástico, bajo carga relativamente constante, sin sufrir daños excesivos. El concreto armado (combinación de concreto más acero) es un material que tiene ductilidad, motivo por el cual es utilizado en la construcción de diferentes estructuras. Por lo tanto, la ductilidad es un aspecto muy importante a considerar dentro de la concepción estructural Sismoresistente. (ABANTO, 2017).

El fenómeno de la resonancia. Cuando un edificio es forzado a oscilar por efecto de cargas horizontales (sismo), lo hace en su frecuencia vibratoria propia o natural. El tiempo de oscilación de una estructura, que es el mismo siempre, se denomina periodo propio o natural y es la inversa

de la frecuencia vibratoria propia. Cuando se mueve el suelo donde esta cimentada una estructura, durante un sismo esta también oscila, pero en su propio periodo. Cuando el periodo de vibración de la estructura coincide con el periodo d vibración del suelo (ocasionado por el sismo) se produce el fenómeno denominado resonancia en el cual los impactos del sismo van sumándose en la estructura, haciéndola colapsar. (ABANTO, 2017).

2.7. Componentes de la Albañilería Confinada.

La albañilería confinada está dispuesta de cuatro elementos: la unidad de albañilería, el mortero, el acero y el concreto.

2.7.1. Unidad de albañilería.

Las unidades de albañilería a las que se refiere la Norma E.070 son ladrillos y bloques en cuya elaboración se utiliza arcilla, sílice-cal o concreto, como materia prima. Estas unidades pueden ser sólidas, huecas, alveolares o tubulares y podan ser fabricadas de manera artesanal o industrial. De acuerdo a la norma E.070, los ladrillos para muros portantes, se pueden clasificar en 5 clases según su resistencia a la compresión (f'_b). (ABANTO, 2017).

Tabla 15
Clasificación de ladrillos para muros portantes.

Clase	Variación de la dimensión (máxima en porcentaje)			Alabeo (Máximo en mm)	Característica a compresión f'_b , mínimo en Mpa (kg/cm^2) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Mas de 150 mm		
Ladrillo I	+8	+6	+4	10	4.9 (50)
Ladrillo II	+7	+6	+4	8	6.9 (70)
Ladrillo III	+5	+4	+3	6	9.3 (95)
Ladrillo IV	+4	+3	+2	4	12.7 (130)
Ladrillo V	+3	+2	+1	2	17.6 (180)

Fuente: Análisis y diseño de edificaciones de albañilería, Segunda Edición 2017. Tomas Flavio Abanto Castillo.

2.7.2. Mortero.

Es un adhesivo que se utiliza para pegar los ladrillos entre sí, durante el asentado... es decir, actuando como un adhesivo siendo esta su propiedad más importante. A mayor adhesividad mayor será la resistencia a la tracción del muro de albañilería. (ABANTO, 2017).

Los componentes del mortero para asentar ladrillos son: cemento portland, arena gruesa, agua potable, según la Norma E.070, se tienen tres tipos de proporciones a utilizar en obra (en estado seco), se detalla en la Tabla 16.

Tabla 16
Tipos de mortero

Tipo	Componentes			Usos
	Cemento	Cal	Arena	
P1	1	0 a 1/4	3 a 3 ½	Muros portantes
P2	1	0 a 1/2	4 a 5	Muros portantes
NP	1	-	Hasta 6	Muros no portantes

Fuente: RNE. E.070

Ha podido notarse que el empleo de cal en el mortero plastifica la mezcla, volviéndola más trabajable y retentiva de agua.

2.7.3. El acero.

La armadura deberá cumplir con lo establecido en las Normas Barras de Acero con Resaltes para Concreto Armado (NTP 341.031) RNE E.070. En el Perú las empresas SIDERPERU y ACEROS AREQUIPA S.A. producen las barras de construcción de grado 60 con un punto de fluencia de 4200 kg/cm². (ABANTO, 2017).

Las barras de construcción cumplen con las siguientes normas:

- ASTM A615 Grado 60.
- Norma Técnica Peruana NTP 341.031 Grado 60.
- Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

2.7.3.1. Dimensiones y pesos.

En nuestro país SIDEPERU y ACEROS AREQUIPA S.A. son las empresas que producen las barras de construcción con una longitud de 9m en los diámetros siguientes: 6mm, 8mm, 3/8", 12mm, 1/2", 5/8", 3/4", 1" y 1 3/8". ACEROS AREQUIPA S.A. produce barras de 12m de longitud en diámetro: 1 3/8". En la Tabla 17 se muestra las características más importantes de las barras. (ABANTO, 2017, pág. 147).

Tabla 17
Dimensiones y pesos de aceros.

N.º	Diámetro		Sección nominal		Perímetro	Peso nominal		Límite de fluencia f_y	Resistencia a la tracción
	pulg.	mm.	mm ²	cm ²	Mm	kg/m	barra (kg)	kg/cm ²	kg/cm ²
3	3/8"	6	28	0.28	18.8	0.222	1.98	4200	6330
		8	50	0.50	25.1	0.395	3.555		
		12	71	0.71	17.2	0.56	5.04		
		12	113	1.13	21.3	0.888	7.992		
4	1/2"		129	1.29	26.9	0.994	8.946		
5	5/8"		199	1.99	33.7	1.552	13.968		
6	3/4"		284	2.84	42.4	2.235	20.115		
8	1"		510	5.10	48.3	3.973	35.757		
11	1 3/8"		1006	10.0	60.3	7.907	71.163		
				6					

Fuente: Análisis y diseño de edificaciones de albañilería, Segunda Edición 2017. Tomas Flavio Abanto Castillo.

2.7.4. El concreto.

El concreto es una mezcla de cemento Portland, arena gruesa, piedra chancada y agua en proporciones adecuadas de acuerdo a la resistencia que se quiere obtener. El concreto es un componente principal de la albañilería confinada. Las pequeñas dimensiones de las columnas, los ganchos de estribos y su conexión dentada con la albañilería que puede ser a ras o con una longitud de 5 cm. Como máximo de la unidad saliente, hacen que el concreto deba tener un alto revenimiento (6") y piedras menores de 1/2" con una buena técnica de vibración, a fin de evitar cangrejeras. (ABANTO, 2017).

2.7.4.1. El concreto en la albañilería confinada.

Es estructuras de concreto armado confinada generalmente se utilizan el concreto ciclópeo y el concreto armado.

Concreto ciclópeo. Es una mezcla de cemento, hormigón y piedra. Este tipo de concreto se usa en la construcción de cimientos y sobre cimientos.

Es conveniente que algunas piedras grandes sobresalgan del cimientto por encima del sobrecimiento, para efectos de anclaje cimientto – sobrecimiento. Es indispensable que la cara horizontal del sobrecimiento este nivelada. (ABANTO, 2017, pág. 152).

*Tabla 18
Dosificación para el concreto ciclópeo.*

Elementos Estructurales	Proporciones		Piedra Grande	Piedra Mediana	f _c (kg/cm ²)	Medición Practica
	Cemento	Hormigón				
Cimiento	1	10	30% del volumen a vaciar, diámetro hasta 6" máximo		80	1 bolsa cemento / 3 1/3 buggies de hormigón
Sobrecimiento	1	8		25% del volumen a vaciar, diámetro hasta 3" máximo.	100	1 bolsa cemento / 2.5 buggies de hormigón

Fuente: Análisis y diseño de edificaciones de albañilería, Segunda Edición 2017. Tomas Flavio Abanto Castillo, pág. 152.

Concreto armado. En estructuras de albañilería confinada, el concreto de los elementos de confinamiento deberá tener una resistencia a la compresión (f_c) mayor o igual a 175 kg/cm², esto se debe a que son los muros de albañilería los elementos que van a soportar las cargas verticales y horizontales (sismo). Otros elementos estructurales como, por ejemplo, losas aligeradas pueden tener un f_c mínimo de 210 kg/cm². (ABANTO, 2017).

2.8. Predimensionamiento.

2.8.1. Losa maciza bidireccional.

Las losas macizas armadas en dos direcciones pueden dimensionarse considerando cualquiera de las dos formas siguientes.

$$h \geq \frac{\text{Perímetro del paño}}{180} \quad (\text{Ecuación 6})$$

$$h \geq \frac{L_n}{40} \quad (\text{Ecuación 7})$$

Dónde:

L_n = Luz libre.

h = espesor de la losa. (BLANCO, Lima)

2.8.2. Vigas.

Si bien es cierto que, en las estructuras de albañilería confinada, los muros portantes son los elementos que resisten prácticamente toda la carga vertical y la carga lateral; existen casos en que por efectos de la distribución arquitectónica no se tiene una adecuada densidad de muros en ambas direcciones por lo cual es necesario insertar pórticos y/o placas de concreto armado. (ABANTO, 2017, pág. 157)

$$h = \frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

Dónde:

h = peralte de la viga.

b = base de la viga

L_n = luz libre

Las vigas dinteles deberán ser preferentemente peraltadas (hasta 60cm) para el caso en que la edificación se encuentre estructurado por muros confinados, por lo dicho estas vigas peraltadas son beneficiosas cuando se utilizan en el sistema de Albañilería Confinada, donde se supone que la falla de los muros ante los terremotos es por fuerza cortante. Adicionalmente, el peralte de la viga dintel se ha restringido a 60cm, debido a que la fuerza cortante que en ella se desarrolla, pasa a actuar como carga axial en el muro, pudiendo causar tracciones excesivas cuando el peralte del dintel excede el límite descrito. (SAN BARTOLOME, 2008)

2.8.3. Columnas.

Las columnas se dimensionan de tal manera que el esfuerzo axial máximo en la sección de la columna bajo solicitaciones de servicio sea igual o menor a $0.45 f'c$.

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar usando la ecuación 8. (BLANCO, Lima)

$$\text{Area de columna} \geq \frac{P_{(\text{servicio})}}{0.45 * f'c} \quad (\text{Ecuación 8})$$

Columna centrada:

Dónde:

$$P_{(\text{servicio})} = P * A * N$$

Edificaciones categoría A (ver E. 030) $P = 1500 \text{ kg/m}^2$.

Edificaciones categoría B (ver E. 030) $P = 1250 \text{ kg/m}^2$.

Edificaciones categoría C (ver E. 030) $P = 1000 \text{ kg/m}^2$.

A = Área tributaria

N = Número de pisos

(VILLAREAL, 2017)

2.8.4. Muros portantes.

2.8.4.1. Espesor Efectivo de Muros "t".

El espesor efectivo mínimo será:

$$t \geq \frac{h}{20}, \text{ para zonas sísmicas 2,3 y 4.}$$

$$t \geq \frac{h}{25}, \text{ para la zona sísmica 1.}$$

Donde h es la altura libre de los elementos de arriostre horizontales o la altura efectiva de pandeo. (VILLAREAL, 2017)

2.8.4.2. Esfuerzo Axial Máximo.

El esfuerzo axial máximo (σ_m) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será menor a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L * t} = 0.2x f' m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f' m \quad (\text{Ecuación 9})$$

Donde "L" es la longitud total del muro (conteniendo el peralte de las columnas en cuestión de los muros confinados). De no cumplirse esta ecuación habrá que aumentar la calidad de la albañilería ($f'm$), ensanchar el espesor del muro, o convertirlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial. "Pm" La carga axial actuante en un muro puede reducirse, por ejemplo, utilizando losas de techo macizas o aligeradas armadas en dos direcciones. La carga axial máxima acumulada (P_m) en cada muro puede ser obtenida mediante un proceso de metrado por áreas tributarias. El límite máximo del esfuerzo axial admisible ($0.15f'm$), previene la reducción de ductilidad cuando el muro está sujeto a cargas sísmicas severas. En caso la albañilería sea reemplazada por una placa de concreto armado, puede emplearse la Ecuación 9, reemplazando $f'm$ por $f'c$ para verificar por carga axial al muro de concreto. (SAN BARTOLOME, 2008).

2.8.4.3. Densidad Mínima de Muros Reforzados.

La densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} \quad (\text{Ecuación 10})$$

Dónde:

L = Longitud total del muro incluyendo sus columnas (sólo intervienen muros con $L > 1.2$ m)

t = Espesor efectivo del muro.

A_p = área de la planta típica.

Z = Factor de zona (Norma E.030).

U = Uso o categoría del edificio (Norma E.030).

S = Tipo de suelo (Norma E.030).

N = número de pisos del edificio.

(SAN BARTOLOME, 2008, pág. 80).

2.8.5. Cimentación.

Los cimientos pueden dimensionarse con la expresión siguiente.

$$\text{Área cimiento} \geq \frac{P_{\text{servicio}}}{q_a} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Dónde:

q_a = capacidad portante admisible del suelo (kg/cm^2)

P_{servicio} = cargas verticales sin mayoración.

(ABANTO, 2017, pág. 159)

2.8.6. Placas.

En estructuras de albañilería confinada se utiliza los muros de concreto (placas) cuando hay deficiencia de muros de albañilería en una o las dos direcciones de análisis. El espesor mínimo de una placa es de 0.10 m; pero normalmente se utiliza espesores de 0.15m. (ABANTO, 2017)

2.9. Estructuración.

Es la etapa más importante en la concepción del diseño de estructuras sismoresistentes y se define como el tamaño, forma y proporciones del edificio, así como sus características, geometría y ubicación de los elementos estructurales y no estructurales que pueden influir en su comportamiento frente al sismo.

Deben evitarse las discontinuidades estructurales, los cambios bruscos en la rigidez entre los diferentes pisos, muros portantes, discontinuos, primeros pisos flexibles (blandos), etc. Son ejemplos de discontinuidades que concentran fuerzas y causaran un comportamiento inadecuado frente a un terremoto. (ABANTO, 2017, pág. 168)

2.9.1. Conceptos de configuración sísmica.

Los conceptos que a continuación vamos a desarrollar son de mucha importancia ya que su aplicación acertada reducirá los esfuerzos ocasionados por las cargas sísmicas y cargas de gravedad a las que estará expuesta el edificio conllevando finalmente a diseñar edificios estéticos, económicos y seguros.

Simplicidad y simetría estructural. Cuando un edificio tiene una forma simple es más fácil entender su comportamiento frente a un sismo y más simple será su modelaje para el análisis estructural; una forma compleja es lo contrario. Simetría estructural; significa que existe coincidencia entre el centro de masa (C.M.) y el centro de rigidez (C.R.), no existiendo efectos

torsionales. Debemos buscar minimizar la distancia entre el C.M. y el C.R., lo cual se logra con mayor facilidad con formas simples. (ABANTO, 2017, pág. 169).

Geometría del edificio en elevación. Según la Norma E.070 las edificaciones de albañilería confinada pueden tener hasta 15m o 5 pisos de altura. Para edificios altos, la relación de esbeltez (altura/longitud menor) es un parámetro más importante que su altura; es recomendable una proporción menor que 3 o 4. (ABANTO, 2017, pág. 169).

Discontinuidad de elementos estructurales. Siendo los muros portantes los principales elementos estructurales en edificios de albañilería confinada, estos deben de tener continuidad en todos los niveles, es decir, desde la cimentación hasta la cimentación hasta el último piso; lográndose así que transmitan adecuadamente las cargas hacia la cimentación. Cuando en una edificación existen elementos verticales estructurales discontinuos generan cambios bruscos de rigidez y concentración de esfuerzos que hacen vulnerable al edificio frente a un terremoto. (ABANTO, 2017, pág. 170).

Piso blando. El piso blando o débil se refiere a los edificios donde un piso es más débil que los pisos superiores, originado por la discontinuidad de la resistencia y rigidez. El problema es más crítico cuando el piso blando es el primero, situación generada básicamente porque este es destinado a estacionamientos que requieren de espacios libres. (ABANTO, 2017, pág. 171).

Separación sísmica entre edificaciones. Los diferentes eventos sísmicos que se han producido en nuestro país y otros, nos han demostrado que es necesaria una separación denominada "junta de separación sísmica" entre edificaciones vecinas para evitar el "choque". La separación es función, entre otros factores, de la estructuración y la altura de la edificación.

Por lo tanto, al diseñar una edificación en un lote que tiene dos colindantes (uno a cada lado), se deberá calcular esta junta sísmica "s" en base a la siguiente información; "s", es el mayor de:

$$s_1 = 0.006h$$

$$s_2 = 3 \text{ cm}$$

$$s_1 = \frac{2}{3} \text{ de la suma de los desplazamientos maximos de ambas edificaciones}$$

Conocido el valor de "s", se calcula la distancia que el edificio debe alejarse de su límite de propiedad (L.P.)

Se toma el mayor valor de:

$$s_3 = \frac{2}{3} \text{ del desplazamiento del edificio analizado}$$

Peso. De acuerdo a la segunda Ley de Newton, las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa ($F_i = m \cdot a$) y en consecuencia al peso del edificio, por lo cual se debe buscar reducir el peso del edificio. La aceleración crece con la altura en consecuencia la fuerza inercial, por lo tanto, es recomendable evitar masas excesivas en los pisos altos.

Se debe evitar diferencias excesivas de pesos entre pisos sucesivos, ya que implican fuerzas inerciales también muy diferenciadas; estar distribuido en forma simétrica en la planta de cada piso, para evitar incrementar el momento torsor.

Hiperestaticidad y monolitismo. Toda estructura debe tener una disposición hiperestática de tal manera lograr una mayor capacidad resistente al permitir que al formarse las rotulas plásticas disipe mejor la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad. (BLANCO, Lima).

Rigidez lateral. Las estructuras deben ser provistas de la suficiente cantidad de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, para ser capaces de resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes. (BLANCO, Lima).

Existencia de diafragma rígido. Se debe considerar como hipótesis la existencia de una losa rígida en el plano de la estructura, que permita la idealización de esta como una unidad donde las fuerzas horizontales puedan distribuirse en los elementos verticales (placas y columnas) de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas, una misma deformación lateral para un determinado nivel. (BLANCO, Lima, pág. 10).

Elementos no estructurales. En todas las estructuras existen elementos no estructurales tales como tabiques, parapetos, etc., ocasionando sobre la estructura efectos positivos y negativos siendo los más importantes. El principal efecto positivo es el que colaboran aun mayor amortiguamiento dinámico, pues al agrietarse contribuyen a la disipación de energía sísmica aliviando de esta manera a los elementos resistentes. Lo negativo es que al tomar esfuerzos no previstos en el cálculo distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos. Otro aspecto desfavorable se da que al tener una cantidad de tabiques estos pudiesen alterar y modificar el centro de rigidez de la estructura y con ello ocasionar efectos torsionales muy desfavorables. (BLANCO, Lima).

Sub-estructura o cimentación. La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe tener una acción integral de la misma durante el sismo, además de las cargas verticales que actúan... Debe considerarse en el análisis estructural es la posibilidad de giro de la cimentación, normalmente los ingenieros están acostumbrados a considerar un empotramiento en las bases de las columnas y muros, lo cual no es cierto en la mayoría de los casos. Mientras menos duros sean los terrenos de cimentación, es mayor la importancia de considerar la posibilidad de giro de la cimentación, el cual afecta desde la determinación del periodo de vibración, el coeficiente sísmico, la distribución de fuerzas entre placas y pórticos y la

distribución de esfuerzos en altura (distintos pisos) hasta los diseños de los diferentes elementos estructurales. (BLANCO, Lima).

Toda cimentación deberá cumplir con las siguientes condiciones: Deberá ubicarse a una profundidad adecuada, es decir, sobre terreno firme, evitando que se apoye sobre rellenos. Se deberá aprovechar la máxima capacidad portante del suelo. El sistema de cimentación deberá ser seguro contra el momento de volteo, rotación, deslizamiento o ruptura del suelo (falla al esfuerzo cortante) y deberá elegirse de acuerdo al tipo de terreno obtenido del Estudio de Mecánica de Suelos. Los asentamientos diferenciales deberán ser tolerables para la cimentación o para cualquier elemento de la superestructura. (ABANTO, 2017).

“Centro de masa. Para calcular el centro de masas “C.M.” solo es necesario multiplicar el peso de cada elemento, por su distancia al eje dividiéndolo después por la sumatoria total de los pesos.” (CONDORI, 2014).

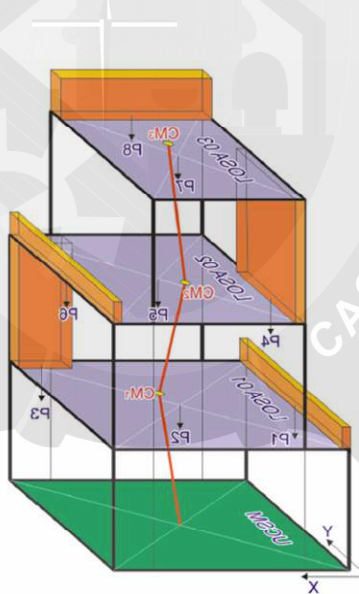


Figura 11. Centro de masa (Fuente: Tesis "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e ISE")

$$X_{CMi} = \frac{\sum P_i * X_i}{\sum P_i} \quad (\text{Ecuación 12})$$

$$Y_{Cmi} = \frac{\sum P_i * Y_i}{\sum P_i}$$

(Ecuación 13)

Dónde:

P_i = Peso de los elementos de corte.

X_i, Y_i = Coordenadas del centroide de cada elemento de corte.

Centro de rigidez. Es un punto teórico en la planta del edificio donde aplicada una fuerza cortante solo se produce traslación. El centro de rigidez "C.R." y el centro de masas "C.M.", lo ideal es que coincidan, pero nunca coinciden por que las cargas distribuidas nunca son iguales. (CONDORI, 2014).

$$X_{CRi} = \frac{\sum K_{yi} * X_i}{\sum K_{yi}}$$

(Ecuación 14)

$$Y_{CRi} = \frac{\sum K_{xi} * Y_i}{\sum K_{xi}}$$

(Ecuación 15)

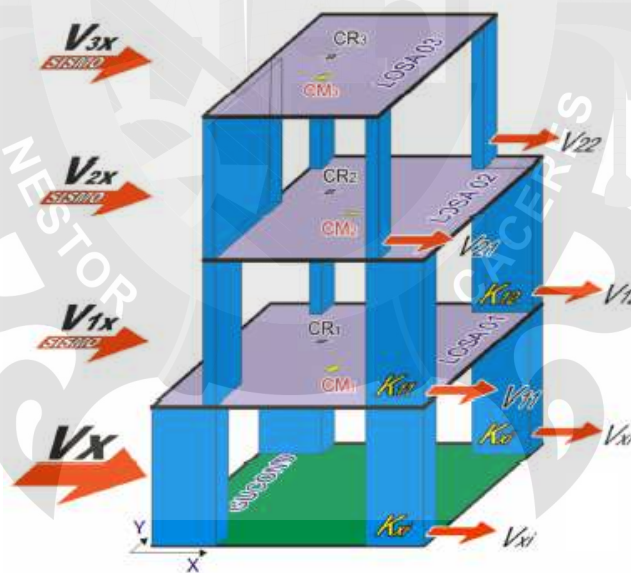


Figura 12. Centro de rigidez (Fuente: Tesis "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e ISE")

“El centro de rigidez “C.R.” se supone que es un punto teórico y alrededor de este se produce una torsión” (CONDORI, 2014).

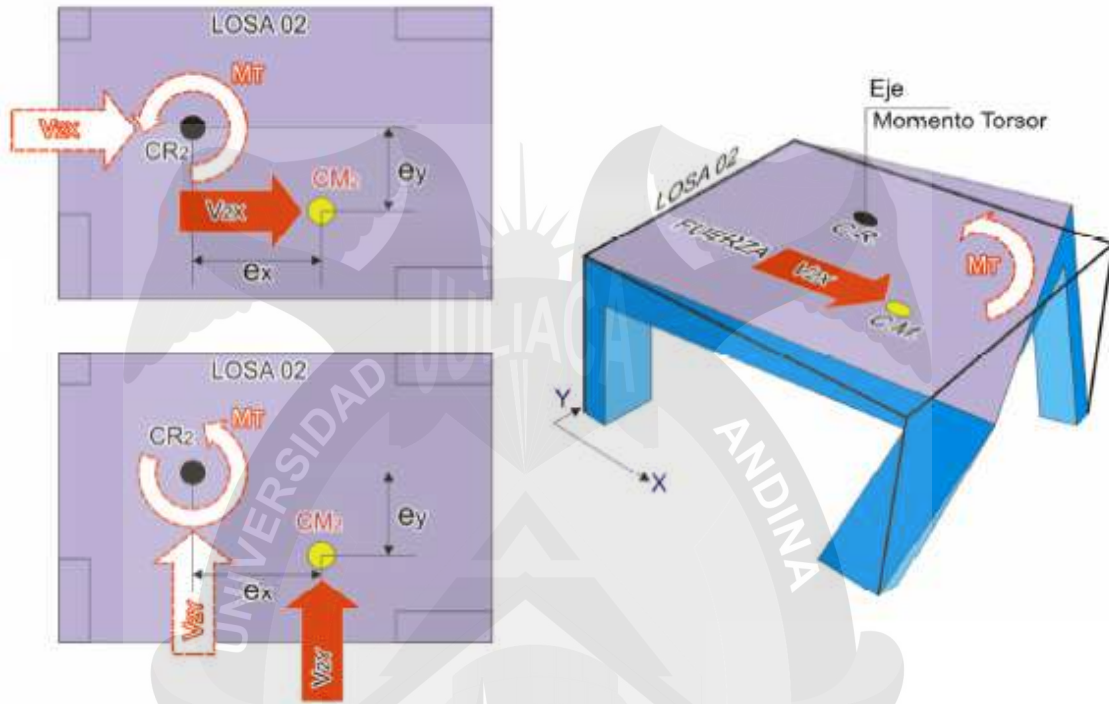


Figura 13. Torsión (Fuente: Tesis "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e ISE")

Excentricidad accidental. La fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas “C.M.” del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales en cada nivel (e_i), se considera como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de aplicación de las fuerzas. (CONDORI, 2014).

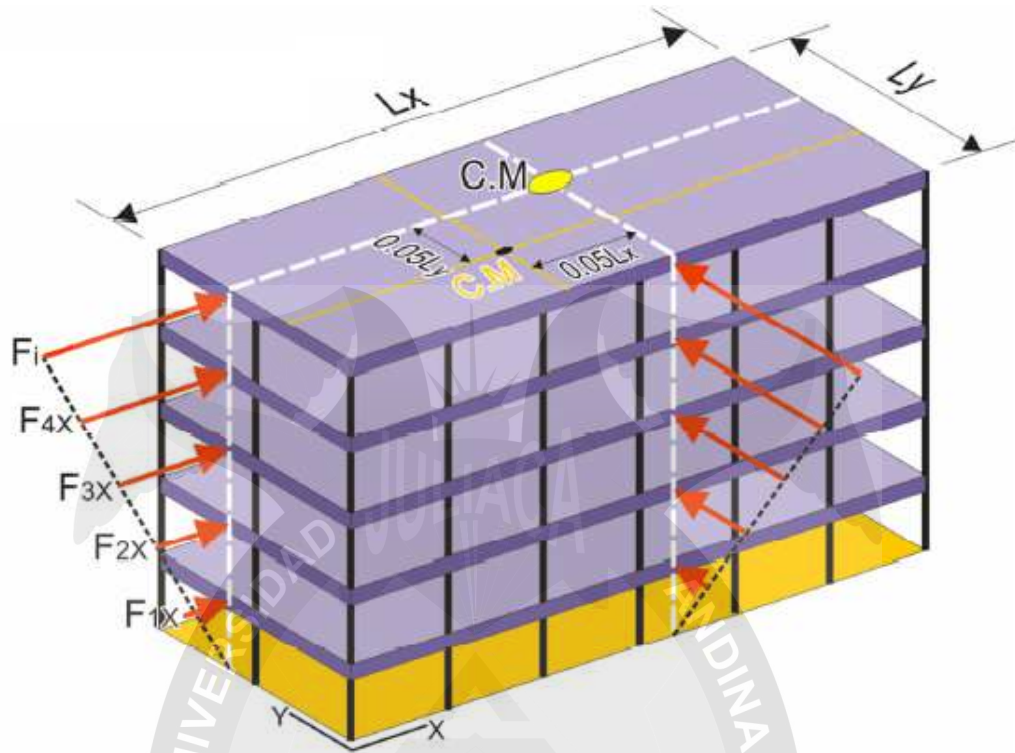


Figura 14. Excentricidad accidental (Fuente: Tesis "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e ISE")

Peso sísmico. El peso (P), se calculó en el software usado la carga permanente y un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinara de la siguiente manera:

$$P_{SISMICO} = P_{CM} + \% * P_{CV} \quad (\text{Ecuación 16})$$

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.(SENCICO, 2016).

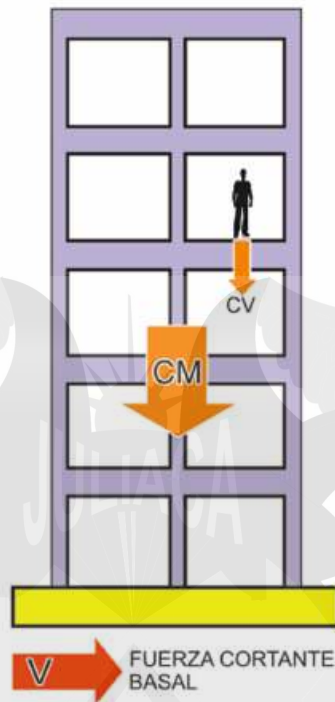


Figura 15. Peso sísmico (Fuente: Tesis "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e ISE")



Figura 16. Cargas muertas y vivas (Fuente: Tesis "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e ISE")

Transferencia de cargas en una estructura. Como se muestra en la figura siguiente, la transferencia de cargas por gravedad desarrolla un recorrido de transferencia. Las losas distribuyen

su peso a las vigas según su área tributaria, y esta viga a su vez comparte la carga dividida en las columnas, las cuales las hacen llegar a la cimentación (zapatas) y al final estas cargas llegan al terreno, el mismo que le dará a través de la interacción suelo – estructura las condiciones de análisis. (CONDORI, 2014).

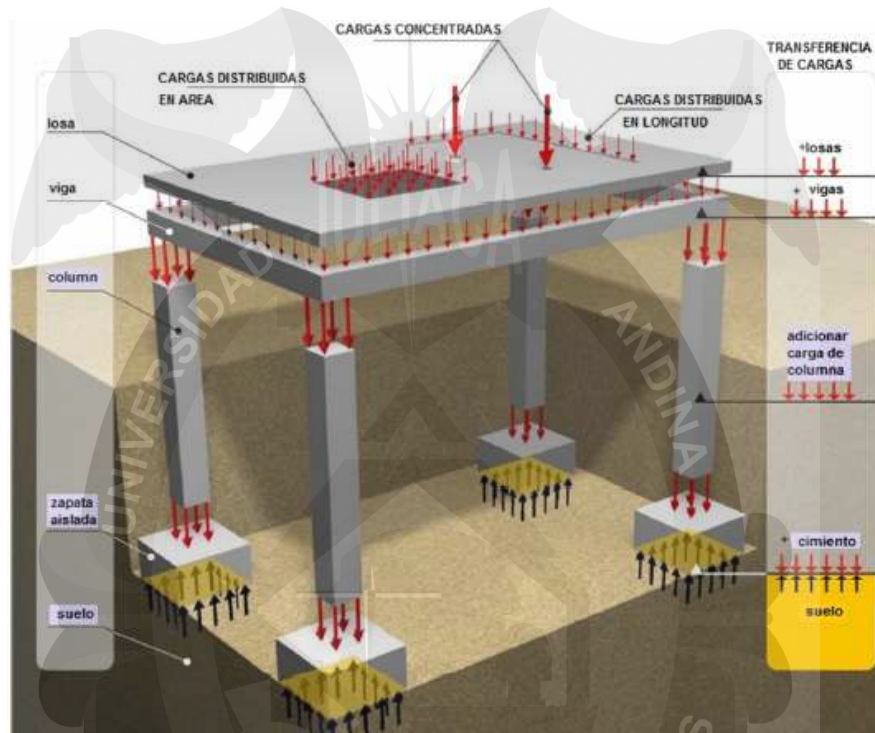


Figura 17. Transferencia de cargas por gravedad (Fuente: Tesis "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e ISE")

Verificación de irregularidades de la edificación. Las estructuras deben ser clasificadas como regulares e irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla 12 - Categoría y regularidad de las edificaciones.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.
- El factor "Ia" (irregularidad en altura) e "Ip" (irregularidad en planta), se determinarán de

acuerdo al artículo 3.6 del RNE. E.030 - 2014 como el menor de los valores de la Tabla 10 –

Irregularidades estructurales en altura y en la Tabla 11 – Irregularidades estructurales en planta, en las dos direcciones de análisis. (SENCICO, 2016).

2.10. Análisis Estructural.

“En cada etapa se desarrolla el análisis estructural. Se sugieren criterios para la elaboración del modelo matemático de la estructura, se indica cómo se debe calcular el peso de la edificación y se definen los procedimientos de análisis” (ABANTO, 2017)

2.10.1. Modelos de análisis.

En el modelo para el análisis se consideró una distribución espacial de masas y rigideces que son adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura. La estructura de albañilería podrá ser analizada considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando fisuración y el refuerzo. Se consideró que los sistemas de piso, el techo y la cimentación actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales, funcionando como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación vertical. (ABANTO, 2017).

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes: Análisis por carga vertical. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes. Análisis dinámico modal espectral. Análisis dinámico considerando Interacción Suelo Estructura. El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas (R) para sismo moderado. (ABANTO, 2017).

2.10.2. Análisis por carga vertical.

El análisis estructural de una edificación tiene como objetivo encontrar las fuerzas y momentos internos originados por la carga vertical y horizontal (sismo), en cada uno de los elementos del sistema estructural, para finalmente proceder al diseño.

Metodología.

1. Para cada muro se evalúa las cargas actuantes acumulativas según su área tributaria (metrado).

2. Se determina el esfuerzo actuante por carga vertical (σ_a)

3. Se determina el esfuerzo admisible por carga vertical (σ_m)

4. Se compara el esfuerzo actuante σ_a , con el esfuerzo admisible σ_m :

Si $\sigma_a < \sigma_m$, entonces la sección del muro es adecuada para este efecto.

Si $\sigma_a > \sigma_m$, entonces la sección del muro no es suficiente. En este caso habrá que aumentar el espesor del muro o incrementar la resistencia a la compresión de la albañilería ($f'm$) con un ladrillo de mayor calidad. Otra alternativa es utilizar muros de concreto armado (placas).

5. Se verifica el espesor del muro. Para la albañilería confinada se debe cumplir que:

$t \geq h/20$ (para las zonas sísmicas 2, 3, 4)

$t \geq h/25$ (para la zona sísmica 1) (ABANTO, 2017)

2.10.3. Análisis por carga horizontal (sismo).

Las estructuras de albañilería confinada, son edificaciones de mediana altura de 15m o cinco pisos como máximo, según la norma E. 070, por lo cual es suficiente hacer el análisis sísmico mediante método estático, a menos que presenten irregularidades, de ser así será necesario también hacer un análisis dinámico.

El modelaje de la edificación supone que los muros se encuentran empotrados en la cimentación, que están conectados por los diafragmas y que actúan como voladizos; consecuentemente la fuerza cortante en la base del edificio determinada de acuerdo a la Norma E. 030 es repartida en cada piso del edificio. (ABANTO, 2017).

2.10.3.1. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Fuerza cortante en la base. La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad (\text{Ecuación 17})$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura. Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (\text{Ecuación 18})$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (\text{Ecuación 19})$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0.5 segundos: $k = 1.0$
- b) Para T mayor que 0.5 segundos: $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

2.10.3.2. Análisis dinámico modal espectral.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g = \left(\frac{ZUSg}{R} \right) (C) = (F.E.)(C) \quad (\text{Ecuación 20})$$

(SENCICO, 2016)

Fuerza cortante mínima. Para cada una de las direcciones consideradas en el “Análisis dinámico”, la fuerza cortante en el primer entepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según “Análisis estático”, para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos. (SENCICO, 2016).

Excentricidad accidental. La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable. (SENCICO, 2016).

2.10.3.3. Análisis dinámico con interacción sísmica suelo estructura.

En un sentido más generalizado, este problema puede ser formulado como un contacto dinámico entre la base y la estructura... Cabe indicar que en la actualidad este problema aún está lejos de su verdadera formulación, ya que se modelo matemático correcto tiene un sinnúmero de espectros de

solución que merecen un trabajo científico serio... Otra orientación más cercana a los métodos ingenieriles, se relacionan con determinados parámetros de rigidez de la cimentación, que se determinan en base a investigaciones experimentales o procesos teóricos-experimentales, que consideran el carácter ondulatorio de la acción sísmica. (VILLAREAL, 2009).

Aportes de la interacción suelo - estructura al cálculo estructural.

Mayor exigencia en el control de desplazamiento lateral (se incrementa en comparación con el modelo empotrado en la base). Logra una mejor redistribución de esfuerzos (se reducen las fuerzas internas de diseño por sismo, si el edificio está correctamente modelado, caso contrario se incrementará.

$$\Delta_{emp} < \Delta_{ISE}$$

$$F_{emp} > F_{ISE}$$

-Determinan fallas a priori como alabeo en losas. (VILLAREAL, 2017).

La interacción suelo – estructura se puede resumir como el contacto dinámico ente el suelo y la cimentación, transmitiendo este último movimiento al edificio, siendo dicho tipo de análisis el real, ya que se analiza todo como un trinomio suelo-cimentación-superestructura. La amplitud de las vibraciones y los esfuerzos dinámicos en la base se pueden determinar como resultado de la solución de los problemas de contacto dinámico. Para ello, la cimentación debe ser analizada como un cuerpo solido indeformable o infinitamente rígido. Para determinar los parámetros de vibración de un edificio rígido con 6 grados de libertad, generalmente se usa el modelo dinámico de la base en forma de un semiespacio isotrópico homogéneo linealmente deformable. El modelo físico de la base para cada uno de los 6 desplazamientos (3 lineales en las direcciones de los ejes coordenados y 3 rotacionales alrededor de los ejes coordenados) se muestra en forma de resortes y amortiguadores Figura 18. Todo esto, hace que la presente investigación sea actual y de utilidad

para los especialistas e investigadores en las áreas de la ingeniería geotécnica e ingeniería estructural y en la actualización de las Normas de Diseño Sismo-resistente. (VILLAREAL, 2017).

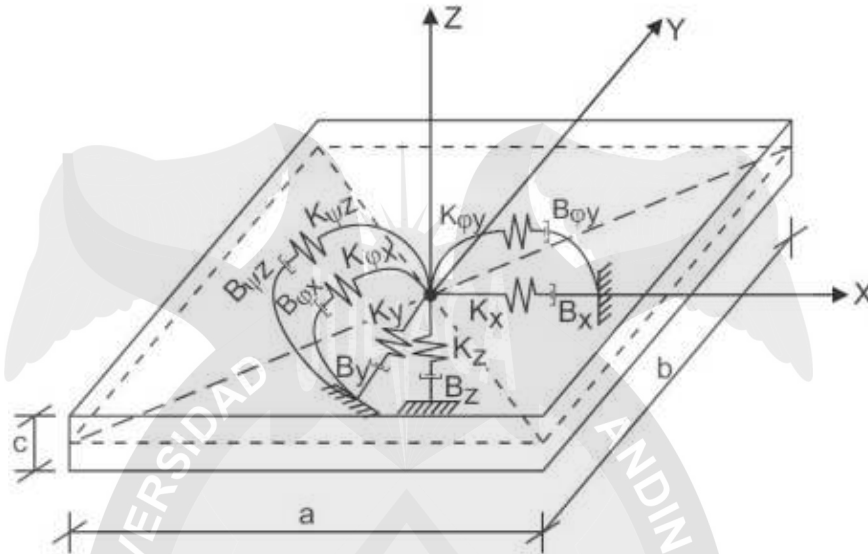


Figura 18. Coeficiente de rigidez (Fuente: Interacción Suelo Estructura con plateas de cimentación. Ph.D.

Genner Villareal Castro)

El problema principal de la consideración de la flexibilidad de a base de fundación, consiste en la determinación de los coeficientes de rigidez (Figura 18).

- K_z - coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme (T/m).
- K_x, K_y - coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (T/m).
- $K_{\phi x}, K_{\phi y}$ - coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme (T/m).
- $K_{\psi z}$ - coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme (T.m).

En la Figura 18 se analiza la posibilidad de considerar el amortiguamiento, dado por las características de amortiguamiento $B_x, B_y, B_z, B_{\phi x}, B_{\phi y}, B_{\psi z}$.

De esta manera las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por: vibraciones verticales, horizontales, horizontal-rotacionales, rotacionales alrededor del eje vertical. (VILLAREAL, 2017)

Dicho modelo de cálculo (Figura 18) debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica, bajo los siguientes principios:

- 1) La cimentación deber ser analizado como un cuerpo absolutamente rígido, para ello se deben de asignar las siguientes propiedades:

Módulo de elasticidad $E_{\text{cimentación}} = 9 \cdot 10^8 \text{ T/m}^2$.

Coefficiente de poisson $\mu_{\text{cimentación}} = 0.05$.

Coefficiente de expansión térmica $\alpha_{\text{cimentación}} = 1.17 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$.

- 2) En el sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la platea.

Las masas traslacionales respecto a los ejes centroidales X, Y, Z y las masas rotacionales respecto a los ejes de contacto suelo-platea, indicados como X', Y', Z', se calculan por las Ecuaciones 21 a 24 como una lámina rectangular delgada y tomando como referencia las dimensiones de la Figura 18 (VILLAREAL, 2017).

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_{\text{platea}}}{g} = \frac{\gamma \cdot a \cdot b \cdot c}{g} \left(\frac{\text{T} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right) \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$M_{\phi x} = M_t d^2 + I_{mx} = M_t \left(\frac{C}{2} \right)^2 + \frac{M_t \cdot b^2}{12} (\text{T} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}) \quad (\text{Ecuación 22})$$

$$M_{\phi y} = M_t d^2 + I_{my} = M_t \left(\frac{C}{2} \right)^2 + \frac{M_t \cdot a^2}{12} (\text{T} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}) \quad (\text{Ecuación 23})$$

$$M_{\phi z} = I_{mz} = M_t \left(\frac{a^2 + b^2}{12} \right) (\text{T} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}) \quad (\text{Ecuación 24})$$

Siendo:

P_{platea} - peso de la platea.

γ - peso específico del concreto, como material de la platea.

d - distancia desde el centro de gravedad de la masa de la platea hasta la superficie de contacto con el suelo de fundación.

I_{mx}, I_{my}, I_{mz} - momentos de inercia de masa (respecto a X, Y, Z). (VILLAREAL, 2017).

Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov.

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan en el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$K_x = K_y = C_x * A \quad (\text{Ecuación 25})$$

$$K_z = C_z * A \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} * I_x \quad (\text{Ecuación 27})$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} * I_y \quad (\text{Ecuación 28})$$

Dónde:

C_x - Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.

C_z $C_{\varphi x}$, $C_{\varphi y}$ - Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.

A - Área de la base de la platea de cimentación.

I_x , I_y - Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y

Los coeficientes de desplazamiento y compresión de la base en el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov se determinan por las siguientes ecuaciones:

$$C_x = C_y = D_o * \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \quad (\text{Ecuación 29})$$

$$C_z = C_o * \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \quad (\text{Ecuación 30})$$

$$C_{\varphi x} = C_o * \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \quad (\text{Ecuación 31})$$

$$C_{\varphi y} = C_o * \left[1 + \frac{2(b+3a)}{\Delta A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \quad (\text{Ecuación 32})$$

Dónde:

C_o - Coeficiente determinado a través de ensayos experimentales para $\rho_o = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ o por

Tabla 19.

a, b - Dimensiones de la cimentación en los ejes X e Y, respectivamente.

Δ - Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1\text{m}^{-1}$

A - Área de la platea de cimentación

ρ - Presión estática, que se determina por la Ecuación 34.

$$\rho = \frac{P_{\text{edificio}} + P_{\text{platea}}}{A_{\text{platea}}} \quad (\text{Ecuación 33})$$

Siendo:

P_{edificio} - Peso del edificio.

P_{platea} - Peso de la platea de cimentación.

A_{platea} - Área de la platea de cimentación.

Para el coeficiente D_o , se puede utilizar la dependencia empírica siguiente:

$$D_o = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} * C_o \quad (\text{Ecuación 34})$$

Dónde:

μ - coeficiente de Poisson del suelo.

(VILLAREAL, 2017).

Tabla 19
Coeficiente C_0 , según el tipo de suelo de fundación

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	C_0 (kg/cm^3)
\$1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
\$2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_L \leq 0,5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0,5$)	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0,80$)	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,6
\$3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
\$4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0,6

Fuente: Libro de Interacción Sísmica Suelo – Estructura con zapatas aisladas. Genner Villareal Castro.

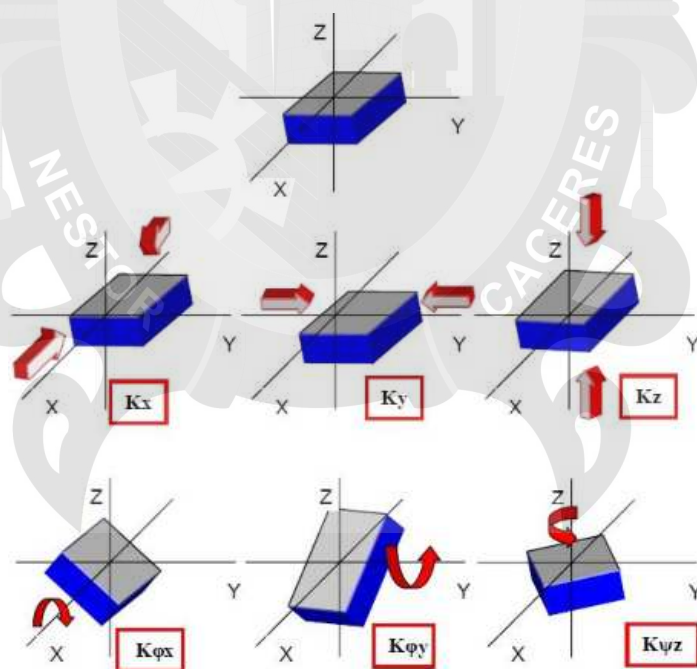


Figura 19. Coeficientes de rigidez (Fuente: Interacción Sísmica Suelo - Estructura con zapatas aisladas. PhD.

Genner Villareal Castro)

2.10.3.4 Análisis sísmico aproximado (método de cálculo manual).

Se supuso que los muros se comportaban como elementos en voladizo, interconectados por bielas axialmente rígidas, usadas como elementos que compatibilizan el desplazamiento lateral.

La rigidez lateral (K) de cada muro "i", se calculó suponiendo que los muros del primer entrepiso actuaban en voladizo, con una altura $h=3.55\text{m}$. Considerando la deformación por corte más la de flexión. (SAN BARTOLOME, 1994).

$$K = \frac{E}{h^3/3I + fh(E/G)/A} \quad (\text{Ecuación 35})$$

Dónde:

I - Momento de inercia de la sección.

A - Área axial de la sección transversal.

f - Factor de forma = $A/\text{área del alma} = 1$.

Una vez calculado K para cada muro, se halló el centro de rigidez (CR), aplicando para los muros orientados en la dirección X e Y la formula $X_{cr} = \sum K_i X_i / \sum K_i$ y $Y_{cr} = \sum K_i Y_i / \sum K_i$.

Luego la rigidez torsional (RT), en el primer entrepiso del edificio fue calculada con la formula $RT = \sum K_i R_i^2$, donde R_i es la distancia desde CR al muro "i".

La fuerza cortante del muro "i", producida por la torsión V_{2i} , fue calculada aplicando la expresión $V_{2i} = K_i R_i$.

El cortante traslacional en el muro "i" V_{1i} , se determinó aplicando $V_{1i} = K_i V / \sum K_i$, luego el cortante basal total del muro " V_{ti} ", se halló como sigue:

$$V_{ti} = V_{1i} + V_{2i}. \quad (\text{SAN BARTOLOME, 1994}).$$

2.10.4. Cimentaciones.

Se llama cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de los muros al terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectivo muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

El terreno debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado de equilibrio, o sea, que no se produzcan deformaciones o asentamientos perceptibles que repercutan en los diferentes elementos de la estructura, reduciéndoles tensiones parasitas para las cuales no han sido diseñados. Si una columna se asienta más o menos que otra adyacente, la diferencia genera esfuerzos que pueden ocasionar daños en los elementos estructurales. (HARMSEN, 2017, pág. 478).

Capacidad portante. En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. (SENCICO, 2016).

Momento de volteo. Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según los numerales 4.5 y 4.6 de la Norma RNE E.030. El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de la Norma deberá ser mayor o igual que 1.2. (SENCICO, 2016).

2.11. Diseño Estructural.

A continuación, mostramos el procedimiento para diseñar estructuras de albañilería confinada en la Norma E.070, el cual contempla el comportamiento elástico de los muros de albañilería ante la acción de sismos moderados (frecuentes) y la falla por corte ante sismos severos, de la manera que la estructura sea reparable.

La metodología contemplada en la Norma E.070 busca dos objetivos fundamentalmente:

1. En cada dirección de análisis (X e Y) de análisis de la edificación la sumatoria de la resistencia proporcionada por los muros portantes confinados (ΣV_m) sea mínimamente igual al cortante basal (V).
2. Los elementos de confinamiento deben ser capaces de soportar la carga que produce el agrietamiento diagonal de los muros (V_m).

2.11.1. Etapas del diseño.

El procedimiento del diseño tiene cinco etapas.

1. Verificación de la densidad mínima de muros en ambas direcciones (X, Y) del edificio.
2. Diseño por carga vertical.
3. Análisis elástico ante sismo moderado.
4. Cálculo de la resistencia al corte de los muros (V_m).
5. Diseño para sismo severo.

El punto 1 y 2, ya se desarrolló en la etapa de predimensionamiento de los muros de albañilería y muros estructurales, según corresponda. Por lo que, en el presente ítem, desarrollaremos los conceptos a partir del 3er ítem.

- 3. Análisis elástico ante sismo moderado.** Un sismo moderado es aquel que produce fuerzas sísmicas iguales a la mitad de las causadas por un sismo severo; siendo "V" el cortante basal generado por el sismo severo según la Norma E.030. El análisis sísmico se realiza con cualquier método establecido en la norma peruana Sismoresistente.

Una vez determinadas las fuerzas internas producidas por el sismo moderado (M_e , V_e , V_m , etc.) debe comprobarse que la fuerza cortante (V_e) en cada muro no exceda el 55% del cortante de agrietamiento diagonal (V_m), con la finalidad de que los muros se comporten elásticamente en esta etapa.

$$V_e \leq 0.55 * V_m$$

(Ecuación 36)

4. Determinación del cortante de agrietamiento diagonal (V_m)

Se debe evaluar la resistencia al agrietamiento diagonal de muros confinados construidos con ladrillos de arcilla, utilizando la ecuación siguiente:

$$V_m = 0.5 * v'_m * \alpha * t * L + 0.23 * P_g$$

(Ecuación 37)

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1$$

Los valores de M_e , V_e son las fuerzas internas obtenidas del análisis sísmico moderado. El valor de V_m debe calcularse en cada muro y en todos los pisos de la edificación.

5. Diseño para sismo severo.

Aquí se hacen varios controles.

a) Verificación de la resistencia global del edificio.

Con los valores de V_m calculados en el numeral 4, para el primer piso, se obtiene la suma de estos en cada dirección (X, Y) el cual debe ser mayor a la fuerza cortante del sismo severo (V_E), especificada por la Norma E.030. Esta verificación determina si la cantidad de muros es suficiente.

$$\sum V_m > V_E$$

En caso no se cumpla la desigualdad anterior quiere decir que existe una deficiencia de muros, por lo cual se tiene que optar por una de las soluciones individuales o combinadas que a continuación se indica: Reemplazar con muros de concreto armado (placas), aumentar el espesor de los muros de albañilería. mejorar la calidad de la albañilería. (ABANTO, 2017).

La sumatoria de resistencias al corte ($\sum V_m$) incluirá solo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución d refuerzo horizontal. (SENCICO, 2006).

Para los muros de concreto armado se usó la siguiente expresión para determinar el aporte de resistencia a la cortante de las placas, sin considerar el refuerzo.

$$\phi V_c = (\phi) * 0.53 * (\sqrt{f'c}) * b * 0.8 * L \quad (\text{Ecuación 38})$$

Cuando ΣV_m en cada entrepiso sea mayor o igual a $3 V_E$, se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esta condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería... En este paso culminara el diseño de estos edificios ante cargas sísmicas coplanares. (SENCICO, 2006).

b) Cálculo de los factores de amplificación y verificación del agrietamiento diagonal de los muros ubicados en los pisos superiores al primero.

El método supone que, ante la acción del sismo severo, los muros del primer piso se agrietan diagonalmente, alcanzando su resistencia V_{m1} , por lo que las fuerzas internas elásticas (M_e , V_e) calculadas en el paso 3, se verán amplificadas en la relación $n=V_{m1}/V_{e1}$, pasando a adoptar los valores M_u , V_u asociados al mecanismo de falla por corte en el primer piso. Estos factores de amplificación deben ser calculados para cada muro en el primer piso y no requieren ser mayores que 3.

$$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

Si en un piso "i" superior al primero ($i>1$) de algún muro, se obtiene que la fuerza cortante V_{ui} , supera a la resistencia al corte V_{mi} , entonces ese piso también se agrietara diagonalmente y sus confinamientos deberán ser diseñados en forma similar al primer piso. (ABANTO, 2017)

c) Cálculo de las fuerzas internas en los confinamientos del primer piso.

El primer piso siempre está sometido a las mayores cargas y es donde se presenta la falla por corte, por este motivo la Norma E.070 ha puesto un interés prioritario a este nivel. Las columnas de confinamiento presentan fuerzas de tracción (T), compresión (C) y cortante (V_c).

Las fuerzas T, C y Vc pueden evaluarse mediante las fórmulas indicadas en la Tabla 22.

Tabla 20
Fuerzas internas en columnas de confinamiento.

Columna	Vc (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} h}{2L}$
Extrema	$1.5 * \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Fuente: RNE. E.070

Dónde:

$M = M_{u1} - (V_{m1} \cdot h) / 2$ ("h" es la altura del primer piso)

$F = M/L$. Carga axial en las columnas extremas producida por el momento flector M.

N_c = Numero de columnas de confinamiento en el muro en análisis (En muros de un paño: $N_c=2$)

L_m = longitud de paño mayor o 0.5L, que se sea mayor. En muros de un paño $L_m=L$

V_{m1} = Cortante de agrietamiento diagonal en el primer piso.

L = Longitud total del muro, incluyendo las columnas de confinamiento.

P_c = Carga vertical tributaria en cada columna (incluye la carga proveniente de muros transversales).

M_{u1} = Momento flector ante sismo severo. (ABANTO, 2017)

d) **Diseño de los confinamientos del primer piso.**

a. **Columnas de confinamiento.**

-Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento.

El área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte-fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna (15t) en cm^2 . (ABANTO, 2017).

Diseño por compresión. El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna esta arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo (A_n) bordeando por los estribos se obtendrá mediante la ecuación:

$$A_n = A_s + \frac{\frac{c}{\phi} - A_s f_y}{0.85 * f'_c * \delta} \quad (\text{Ecuación 39})$$

Dónde:

ϕ - 0.7 o 0.75, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente.

δ - 0.8, para columnas sin muros transversales.

δ - 1.0, para columnas confinadas por muros transversales.

(ABANTO, 2017).

Diseño por corte fricción. La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte-fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.20 * f'_c * \phi} \geq A_c \geq 15t \quad (\text{Ecuación 40})$$

Usar: $\phi = 0.85$.

-Determinación del refuerzo vertical.

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado.

El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte fricción (A_{sf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y * u * \phi}$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y * \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq 0.1 \frac{f'_c * A_c}{f_y} \text{ (area mínima } 4 \phi 8\text{mm)} \quad (\text{Ecuación 41})$$

Dónde:

ϕ - 0.85 (coeficiente de reducción de resistencia).

U - Coeficiente de fricción (u=0.8 para juntas sin tratamiento y u=1.0, para juntas intencionalmente rugosa).

-Determinación de los estribos de confinamiento.

Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser estribos cerrados con gancho a 135° o estribos de 1 ¾ de vuelta o zunchos con ganchos a 180°. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1.5 d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

$$s_1 = \frac{A_v * f_y}{0.3 * t_n * f'_c \left(\frac{A_c}{A_n} - 1 \right)}$$

$$s_2 = \frac{A_v * f_y}{0.12 * t_n * f'_c}$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 45 \text{ cm.}$$

$$s_4 = 10 \text{ cm.}$$

Dónde:

“d” es el peralte de la columna, “ t_n ” es el espesor del núcleo confinado y “ A_v ” es la suma de las ramas paralelas del estribo.

Se colocarán como mínimo estribos de diámetro ¼": 1@5, 4@10, rto.@25cm.

Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera-columna y estribos @ 10 cm en el sobrecimiento.

b. Vigas soleras.

La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual T_s :

$$T_s = V_{m1} * \left(\frac{L_m}{2L} \right)$$
$$A_s = \frac{T_s}{\phi * f_y} \geq 0.1 * \frac{f'_c * A_{cs}}{f_y} \text{ (mínimo } 4 \phi 8 \text{ mm)} \quad (\text{Ecuación 42})$$

Dónde:

El área de la sección transversal de la solera (A_{cs}) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_s), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espeso de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos $\phi 1/4$ ": 1 @ 5, 4 @ 10, rto. @ 25 cm. (ABANTO, 2017).

➤ **Diseño por flexo compresión**

Lo que se busca en el diseño por flexo compresión es determinar el lugar geométrico de las combinaciones que hacen fallar al elemento (M_u , P_u), que agotan la capacidad de la sección; a este conjunto de puntos se le denomina diagrama de interacción: (BLANCO, Lima)

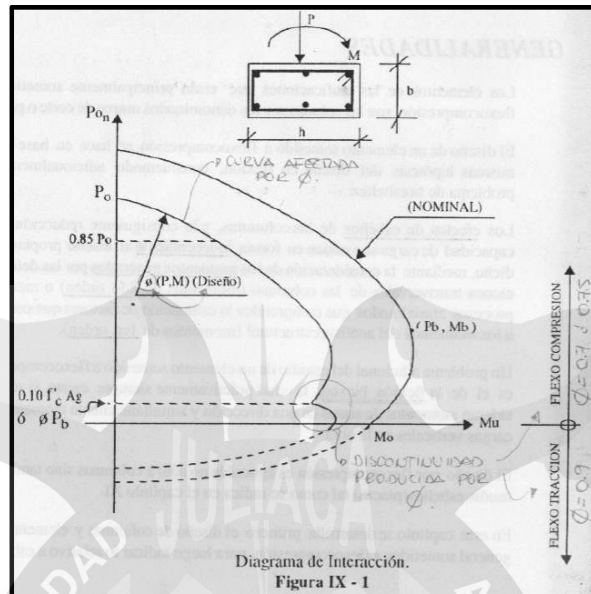


Figura 20. Diagrama de interacción (Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado 1997, Antonio Blanco Blasco)

- **Compresión pura:** Es una idealización, ya que siempre está presente la flexión al aplicar carga axial. La norma restringe, el valor máximo a $0.8\phi P_o$.
- **Falla balanceada:** Instante de falla inminente en la fibra extrema comprimida del concreto, e inicio de la fluencia de las varillas de acero más alejadas.
- **Flexión pura:** Le corresponde una carga axial nula.
- **Tracción pura:** No actúa la flexión. (BLANCO, Lima).
- **Diseño por fuerza cortante**

El diseño de las secciones sometidas a fuerzas cortantes consiste en dotarla de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{Ecuación 43})$$

Dónde:

V_u es la resistencia última que afecta la sección y V_n es su resistencia nominal. V_n está determinada por el aporte del concreto en compresión y el aporte del refuerzo, de manera que:

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia del concreto al corte depende de las condiciones de carga del elemento. Para un elemento sometido únicamente a corte y flexión se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Cuando la fuerza V_u exceda la resistencia del concreto en compresión de la sección es cuando debemos colocar refuerzo, de manera que:

$$V_u = \frac{A_v \times f'_y \times d}{S}$$

(BLANCO, Lima).

2.12. Controles del Análisis y Diseño.

A. Control de cargas verticales.

Para el control de cargas verticales se debe considerar dos controles estructurales:

- ✓ Control de capacidad portante del suelo.
- ✓ Control de asentamientos: tolerable y diferencial.

Para lo cual se requiere datos que tienen que estar en el Estudio de Mecánica de Suelos (Capacidad Portante del Suelo >>> q_a y Coeficientes de Balasto >>> C_z).

Los dos primeros controles estructurales se deben realizar por cargas de servicio, mientras que los controles por peralte se deben realizar con factores de amplificación según la norma E.060 (Concreto Armado): $1.4CM + 1.7CV$. (ABANTO, 2017).

➤ Control de capacidad portante del suelo.

Se debe cumplir la siguiente relación; con criterios mínimos necesarios:

$$\frac{P_{edificio} + P_{cimiento}}{A_{cimiento}} < q_a \quad (Ecuación 44)$$

Tabla 21

Recomendaciones tolerables para capacidad portante del Suelo.

Tipo de Suelo	Criterio
Rígido	$q_a > 3 \text{ kg/cm}^2$
Intermedio	$1.2 < q_a \leq 3 \text{ kg/cm}^2$
Flexible	$q_a < 1.2 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Dr. Genner Villareal Castro, Diseño Sísmico de Edificaciones, 2013.

➤ **Control de Asentamientos.**

- **Asentamiento Tolerable:** Se requiere de un estudio de mecánica de suelos para un asentamiento tolerable St . El asentamiento es consecuencia del proceso constructivo, para lo cual se tiene que mencionar los criterios mínimos. (SENCICO, 2006).

Tabla 22

Criterios de asentamientos tolerables

Tipo de Suelo	Criterio
Rígido	$St \leq 0.5 \text{ cm}$.
Intermedio	$0.5 < St \leq 1 \text{ cm}$.
Flexible	$1 < St \leq 1.5 \text{ cm}$.

Fuente: Dr. Genner Villareal Castro, Diseño Sísmico de Edificaciones, 2013.

Tabla 23

Criterios para módulo de balasto (Winkler)

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: Modulo de balasto UPC (Nelson Morrison)

- **Asentamiento Diferencial:** Este tipo de asentamientos es generalmente para estructuras aporticadas y produce daños estructurales considerables. Según Norma E.050 (Suelos y cimentaciones) en su artículo 14 indica que el asentamiento diferencial no debe causar una distorsión angular mayor a la indicada en la tabla 26. (SENCICO, 2006).

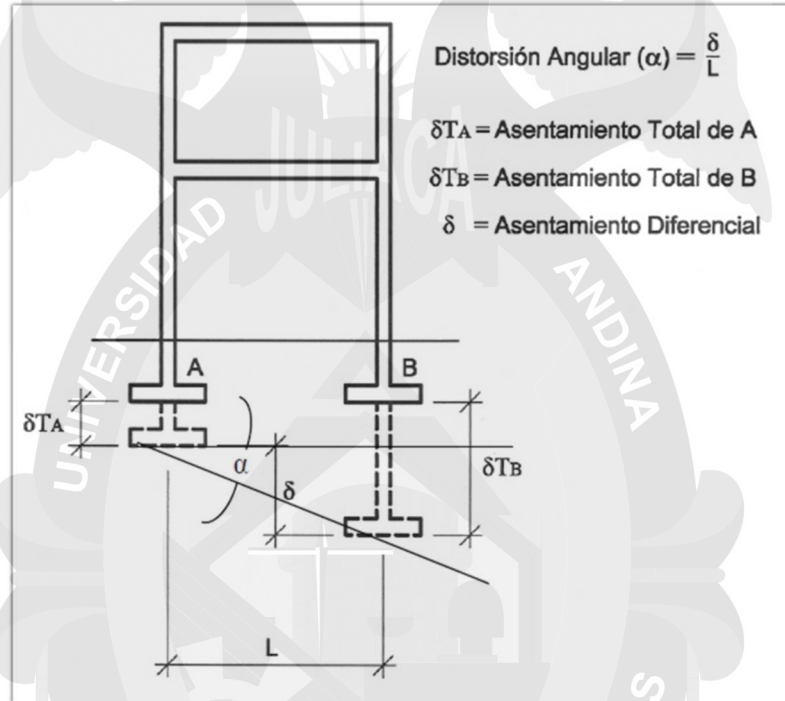


Figura 21. Asentamiento diferencial (Fuente: RNE. E.050)

Tabla 24
Distorsión angular = α

DISTORSION ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Fuente: RNE. E.050

B. Control de cargas laterales (Análisis Sísmico).

El análisis sísmico se realiza para verificar que el edificio cumpla los requisitos de rigidez especificados en la norma de E.030 Diseño Sismoresistente (control de la deriva máxima).

El modelo dinámico considera la rigidez y las propiedades inerciales elásticas del edificio. (SENCICO, 2016).

➤ Desplazamientos de respuesta.

Los desplazamientos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas obtenidos por el software ETABS v.16, se multiplicarán por 0.75R para un edificio regular y R para un edificio irregular.

La Norma E.030 (Diseño Sismoresistente) en su Capítulo 5 indica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla 25. (SENCICO, 2016).

Tabla 25
Límites para desplazamiento lateral de entrepiso.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_i)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: RNE. E.030.

Para un mejor entendimiento del proceso de modelamiento, análisis y diseño estructural, se muestra la Figura 22, a continuación:

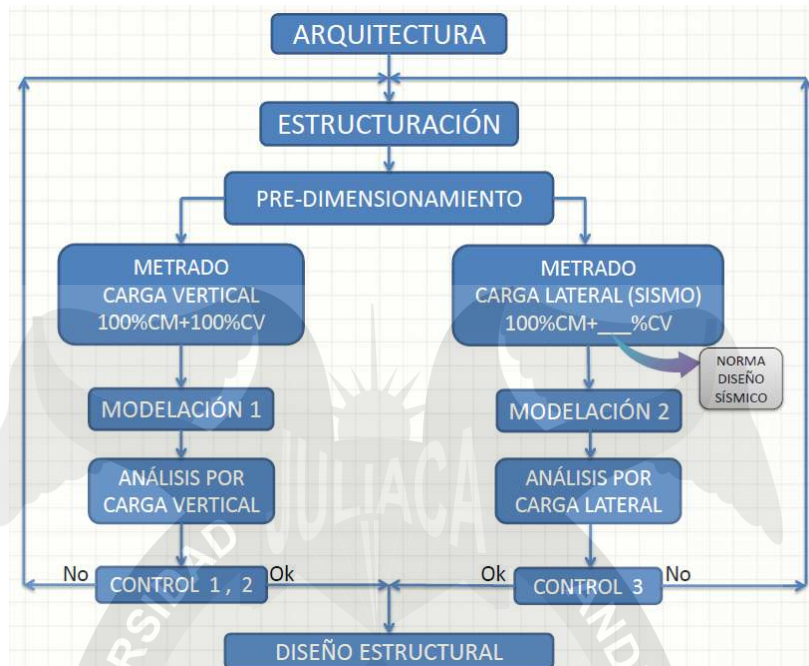


Figura 22. Proceso de diseño estructural (Fuente: PhD. Genner Villareal Castro. Ingeniería Sísmica)

2.13. Amortiguamiento Estructural de la Edificación.

Toda edificación sometida a cargas laterales producto de un evento sísmico tiene a oponer resistencia, lo cual genera un valor de absorción de la energía producida, esto se le llama amortiguamiento y depende del material con el que se ha elaborado la edificación y el sistema estructural empleado. (CONDORI, 2014).

2.14. Alabeo en Losas.

El alabeo es una distorsión que sufre una losa tomando una forma cóncava hacia arriba o hacia abajo, manteniendo la unión en los bordes.

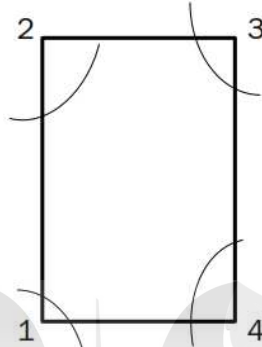


Figura 23. Alabeo en losas (Fuente: Elaboración Propia)

Z1, Z3 + -

Z2, Z4 - +

(VILLAREAL, 2017).

2.15. Software Etabs v.16.

Desde el inicio de la concepción del diseño a través de la producción de dibujos esquemáticos, ETABS integra todos los aspectos del proceso de diseño de ingeniería... El SAPFire el estado de la técnica de 64 bits permite solucionador de modelos extremadamente grandes y complejos para ser analizados rápidamente, y es compatible con las técnicas de modelado no lineal como la secuenciación de la construcción y los efectos del tiempo. (CSI-CARIBE, 2016).

CAPÍTULO III. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS DEL EDIFICIO.

3.1. Peligro Sísmico.

3.1.1. Factor de zona Z.

Para el caso de la presente tesis de investigación corresponde a $Z=0.35$ por Jayllihuaya estar ubicado en la zona 3.

3.1.2. Perfil de suelo.

Según el Estudio de Mecánica de Suelos, el suelo clasifica como Suelo Blando, corresponde a suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s, con valores de SPT N_{60} menores a 15, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa y 50kPa.

3.1.3. Parámetros de sitio S , T_p , T_L .

Para el caso de la presente tesis de investigación corresponde:

$$S = 1.2$$

$$T_p = 1.0$$

$$T_L = 1.6$$

Construir la función Factor de Amplificación Sísmica C versus Periodo T .

Entonces:

$$T = \frac{13.75}{60}$$

$$T = 0.229$$

$$0.229 < 1.00 \quad \text{¡Cumple!} \quad \Rightarrow \quad C = 2.5$$

En el caso de la presente tesis cumple con la primera expresión por lo que $C=2.5$.

3.2. Caracterización del Edificio.

3.2.1. Categoría de la edificación y el factor de uso "U".

Para el caso de la presente tesis de investigación corresponde: $U=1$.

3.2.2. Sistema estructural.

La estructura está compuesta en sus 2 direcciones principalmente por muros confinados, adicionalmente se consideraron placas para el ascensor. Por lo que la estructura será de Albañilería.

Por lo que R_o correspondería a 3, pero para efectos de esta tesis, se analizara el edificio bajo sismo moderado, por lo que $R=6$.

3.2.3. Factores de irregularidad I_a , I_p .

Tabla 26
Evaluación de irregularidad estructural en altura

Irregularidades Estructurales en altura	Factor de Irregularidad I_a	¿Cumple?
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75	No
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil		No
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.5	No
Irregularidad Extrema de Resistencia		No
Irregularidad de Masa o Peso	0.9	No
Irregularidad Geométrica Vertical	0.9	No
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8	No
Discontinuidad extrema en los Sistemas Resistentes	0.6	No

Fuente: RNE. E.030.

Tabla 27
Evaluación de irregularidades estructurales en planta

Irregularidades Estructurales en planta	Factor de Irregularidad I_p	¿Cumple?
Irregularidad Torsional	0.75	No
Irregularidad Torsional Extrema	0.6	No
Esquinas Entrantes	0.9	Si
Discontinuidad del Diafragma	0.85	No
Sistemas no Paralelos	0.9	No

Fuente: RNE. E.030.

3.2.4. Restricciones a la irregularidad.

Como se puede apreciar en la Tabla 12 la única restricción es que no existan irregularidades extremas, por lo que cumple con esta restricción.

3.2.5. Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica "R".

$$R = 6 * 1 * 0.9$$

$R = 5.4$ (para sismo moderado), para ambos sentidos.

3.3 Pre-Dimensionamiento.

3.3.1. Losa maciza.

Propuesta 01:

$$h \geq \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

Dónde:

Perímetro = 17.80m

$$h \geq 0.099 \text{ m}$$

Propuesta 02:

$$h \geq \frac{L}{40}$$

L = Luz libre del eje mayor = 5.98m.

$$h \geq 0.15$$

Se usará una altura de losa maciza = h = 15 cm.

3.3.2. Vigas.

Vigas soleras para confinamiento de muros de corte.

h = 15cm. (igual que la altura de la losa).

b = 15 cm. o 25 cm. (igual que el espesor del muro de corte).

En el caso de la estructura la máxima luz de las vigas dinteles será de 2.90m, por lo que se tomará un peralte de 30cm.

$$h = 30 \text{ cm.}$$

$$b = 0.3h \text{ a } 0.5h = 9\text{cm a } 15\text{cm. se asumirá } b = 15\text{cm.}$$

Vigas que conforman pórticos, siendo la mayor luz 1.45m

$$h = 1.45/10 = 15 \text{ cm (será contenida en la losa)}$$

$$b = 25 \text{ cm (mínimo en el caso de vigas que conformen pórticos)}$$

3.3.3. Columnas.

$$\text{Área de columna} \geq \frac{P_{(\text{servicio})}}{0.45 * f'_c}$$

Columna centrada:

$$P_{(\text{servicio})} = P * A * N.$$

Dónde:

$$P = 1000\text{kg/m}^2.$$

$$P_{(\text{servicio})} = 1 \text{ t/m}^2 * 1.5 \text{ m}^2 * 5\text{m}^2.$$

$$P_{(\text{servicio})} = 7.5 \text{ ton} * f = 7500 \text{ kg.}$$

$$\text{Área de columna} \geq \frac{7500}{0.45 * 210}$$

$$\text{Área de columna} \geq 79.365 \text{ cm}^2$$

El área estimada por cargas gravitacionales, es ínfima por el mismo hecho que las columnas están destinadas mayormente a ser de arriostre. Por lo que su predimensionamiento será determinado por:

$$\text{Lado} = H/8 = 2.40/8 = 0.30 \text{ m, por lo que se asumirá } 0.30 \times 0.15 \text{ m}$$

3.3.4. Muros portantes.

2.3.4.1. Espesor Efectivo de Muros "t".

Para la zona sísmica 3, el espesor efectivo mínimo es $t=h/20$, $240/20= 12$ cm. Con lo cual, se utilizará muros en aparejo de soga con espesor efectivo igual a 13 cm. (15 cm. tarrajado).

2.3.4.2. Esfuerzo Axial Máximo.

$$\sigma_m = \frac{Pm}{L * t} = 0.2xf'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 0.2x600 \left[1 - \left(\frac{2.4}{35x0.13} \right)^2 \right] = 86.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \leq 0.15f'm$$

Valor que no debe superar a: $0.15 f'm = 0.15x600 = 90 \text{ ton/m}^2 \rightarrow$ gobierna $F_a = 86.61 \text{ ton/m}^2$.

Para la obtención de los esfuerzos axiales máximos, se cambió el espesor del muro de soga (13cm) a cabeza (23cm) y si aun así supera el esfuerzo axial se cambió de material a Concreto Armado, como se puede apreciar a continuación:

Tabla 28
Esfuerzo axial en los muros confinados en la dirección X.

Muro	Combo	Longitud de Muro (m)	Espesor de muro	P (tonf)	Esfuerzo Axial $\sigma=P/L*t$	¿Ok?
MX1	SERV	2.80	0.13	-18.00	49.45	Si
MX2	SERV	3.70	0.13	-29.20	60.71	Si
MX3	SERV	6.13	0.13	-28.56	35.84	Si
MX4	SERV	2.80	0.13	-20.53	56.40	Si
MX5	SERV	2.30	0.13	-22.81	76.27	Si
MX6	SERV	2.85	0.13	-26.02	70.22	Si
MX7*	SERV	1.50	0.15	-47.29	60.06	Si
MX8	SERV	1.23	0.13	-3.91	24.43	Si
MX9	SERV	1.25	0.13	-10.89	67.02	Si
MX10	SERV	1.75	0.13	-16.00	70.31	Si
MX11	SERV	1.60	0.13	-14.39	69.20	Si
MX12	SERV	1.60	0.23	-28.47	77.37	Si
MX13	SERV	2.80	0.13	-27.45	75.42	Si
MX14	SERV	2.05	0.13	-10.41	39.08	Si
MX15	SERV	1.35	0.13	-12.00	68.39	Si
MX16	SERV	1.20	0.13	-11.32	72.54	Si
MX17	SERV	4.48	0.13	-30.30	52.03	Si
MX18	SERV	3.85	0.13	-31.01	61.96	Si
MX19	SERV	7.58	0.13	-37.62	38.18	Si
MX20*	SERV	2.05	0.15	-21.46	19.94	Si

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 29
Esfuerzo axial en los muros confinados en la dirección Y.

Muro	Combo	Longitud de Muro (m)	Espesor de muro (t)	P (tonf)	Esfuerzo Axial $\sigma=P/L*t$	¿Ok?
MY1	SERV	6.07	0.13	-48.48	61.43	Si
MY2	SERV	4.00	0.13	-37.34	71.81	Si
MY3	SERV	2.15	0.13	-20.28	72.57	Si
MY4	SERV	2.70	0.13	-23.76	67.69	Si
MY5	SERV	1.75	0.13	-15.83	69.56	Si
MY6	SERV	3.07	0.13	-30.04	75.27	Si
MY7	SERV	1.50	0.13	-14.64	75.10	Si
MY8	SERV	1.50	0.23	-25.53	74.00	Si
MY9	SERV	1.90	0.13	-20.01	81.03	Si
MY10	SERV	1.50	0.23	-25.35	73.47	Si
MY11	SERV	2.57	0.23	-35.78	60.53	Si
MY12	SERV	1.90	0.13	-10.67	43.21	Si
MY13*	SERV	1.50	0.15	-40.39	51.28	Si
MY14*	SERV	1.60	0.15	-43.15	51.36	Si
MY15*	SERV	1.90	0.15	-29.22	29.29	Si
MY16*	SERV	1.90	0.15	-17.80	17.84	Si

Fuente: Elaboración Propia.

(*) En los muros MX7, MX20, MY13, MY14, MY15, MY16 se multiplico ($f'm/f'c=1/3.5$) como factor de corrección por ser placas de concreto armado y no de albañilería.

2.3.4.3. Densidad Mínima de Muros Reforzados.

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} = \frac{0.35 \times 1 \times 1.2 \times 5}{56} = 0.03750$$

$t = 0.13$ m, excepto para el muro MX12, MY8, MY10, MY11 de concreto armado.

$A_p = 165.51 \text{ m}^2$ (AutoCAD)

$Z = 0.35$

$U = 1$

$S = 1.2$

$N = 5$

En la Tabla 30, se indica la longitud de los muros, su área de corte ($A_c = L t$), relación modular (n) y además se verifica que la densidad de muros que presenta el edificio en cada dirección excede al valor mínimo reglamentario (0.03750).

Tabla 30
Densidad de los muros confinados en ambas direcciones

Muro	L (m)	t (m)	$A_c (m^2)$	n	Muro	L (m)	t (m)	$A_c (m^2)$	n
MX1	2.80	0.13	0.364	1.00	MY1	6.07	0.13	0.789	1.00
MX2	3.70	0.13	0.481	1.00	MY2	4.00	0.13	0.520	1.00
MX3	6.13	0.13	0.797	1.00	MY3	2.15	0.13	0.280	1.00
MX4	2.80	0.13	0.364	1.00	MY4	2.70	0.13	0.351	1.00
MX5	2.30	0.13	0.299	1.00	MY5	1.75	0.13	0.228	1.00
MX6	2.85	0.13	0.371	1.00	MY6	3.07	0.13	0.399	1.00
MX7	1.50	0.15	0.225	7.25	MY7	1.50	0.13	0.195	1.00
MX8	1.23	0.13	0.160	1.00	MY8	1.50	0.23	0.345	1.00
MX9	1.25	0.13	0.163	1.00	MY9	1.90	0.13	0.247	1.00
MX10	1.75	0.13	0.228	1.00	MY10	1.50	0.23	0.345	1.00
MX11	1.60	0.13	0.208	1.00	MY11	2.57	0.23	0.591	1.00
MX12	1.60	0.23	0.368	1.00	MY12	1.90	0.13	0.247	1.00
MX13	2.80	0.13	0.364	1.00	MY13*	1.50	0.15	0.225	7.25
MX14	2.05	0.13	0.267	1.00	MY14*	1.60	0.15	0.240	7.25
MX15	1.35	0.13	0.176	1.00	MY15*	1.90	0.15	0.285	7.25
MX16	1.20	0.13	0.156	1.00	MY16*	1.90	0.15	0.285	7.25
MX17	4.48	0.13	0.582	1.00					
MX18	3.85	0.13	0.501	1.00					
MX19	7.58	0.13	0.985	1.00					
MX20*	2.05	0.15	0.308	7.25					
ÁREA EN PLANTA TÍPICA =					165.51				
$\Sigma(A_c.n)/A_p =$					$\Sigma(A_c.n)/A_p =$				
0.065					0.073				

Fuente: Elaboración Propia

(*) En los muros MX7, MX20, MY13, MY14, MY15, MY16 debe emplearse un factor de $n=E_c/E_m=7.25$, al igual que en la dirección X.

3.4 Modelo Estructural.

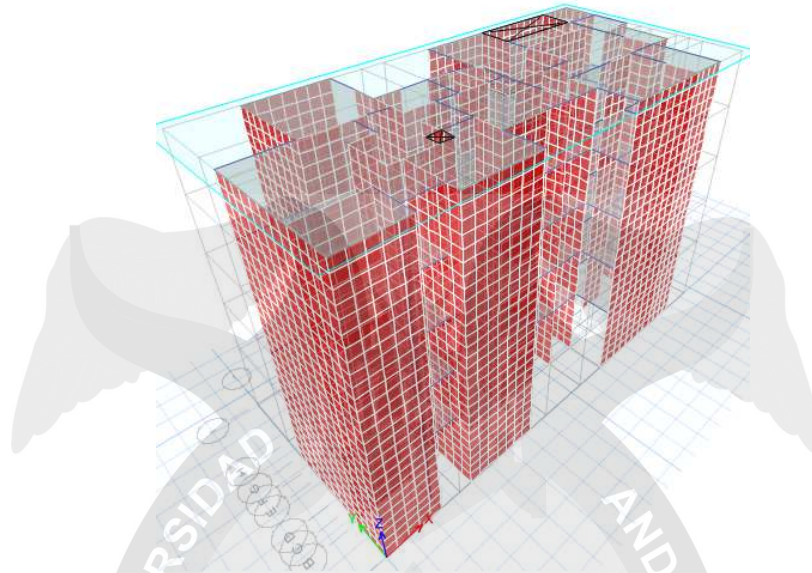


Figura 24. Modelo estructural en Etabs (Fuente: Elaboración Propia)

3.5. Análisis Estructural del Modelo, Considerando Amortiguamiento Estructural de 5%.

3.5.1. Unidades.

Inicializamos el proyecto, seleccionando el sistema de unidades al sistema internacional de medidas METRIC SI, que es el que usamos en Perú.

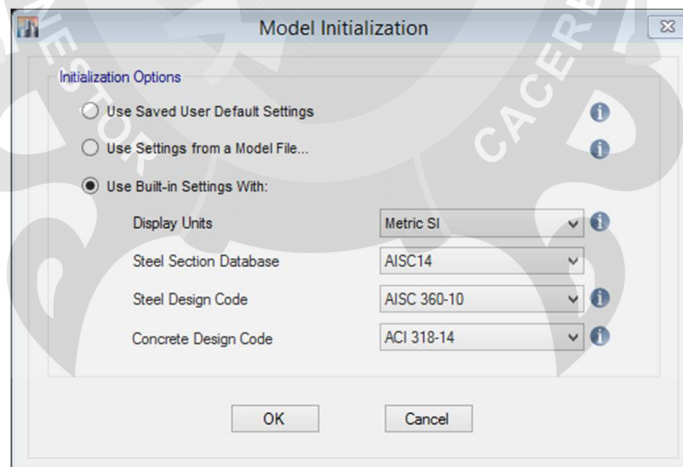


Figura 25. Inicialización del modelo en Etabs (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.2. Edición de grillas.

Posteriormente de haber definido las características básicas e iniciales del proyecto, se procede con la creación y edición de grillas, a partir de los planos de arquitectura y la estructuración.

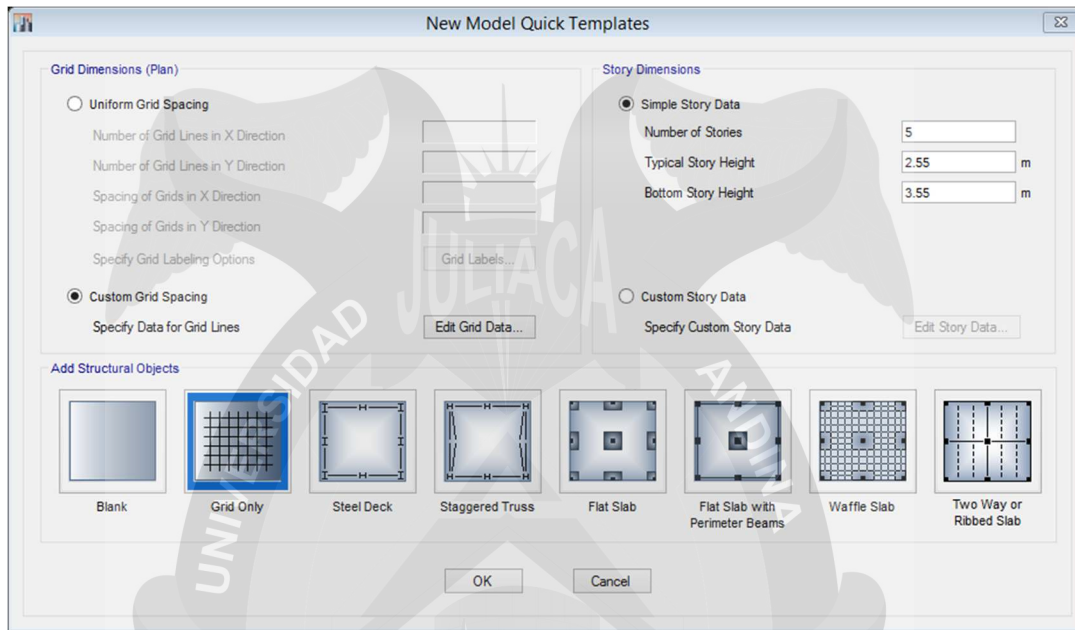


Figura 26. Plantilla rápida del nuevo modelo (Fuente: Elaboración Propia)

Como las luces del modelo presentan gran variación, modificaremos el sistema de grillas, para obtener el sistema de grillas final.

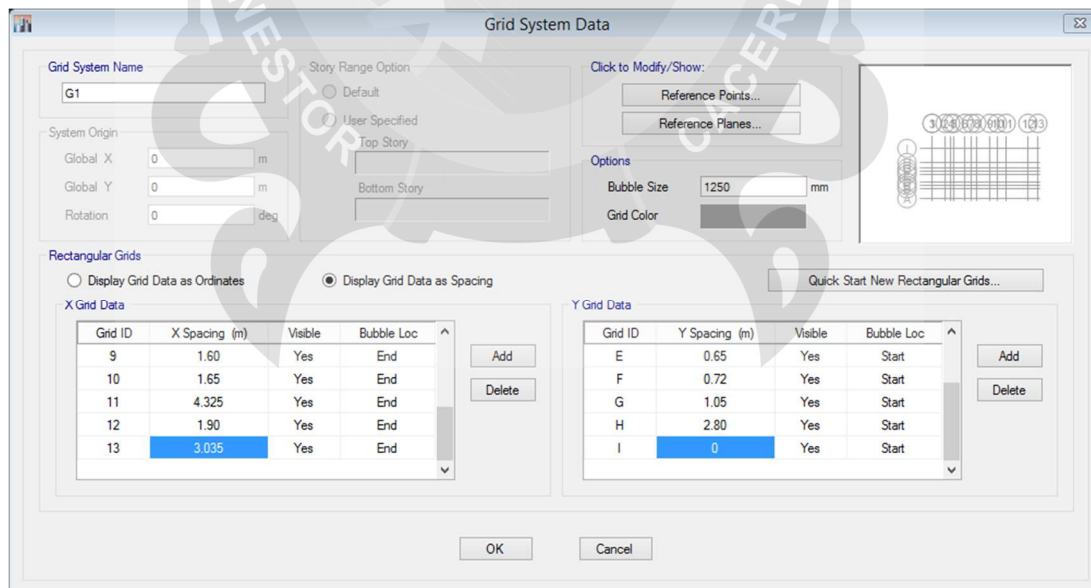


Figura 27. Sistema de grillas (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.3. Creación de secciones:

Columnas:

Nombre = C-1

Base = 15 cm.

Altura = 30 cm.

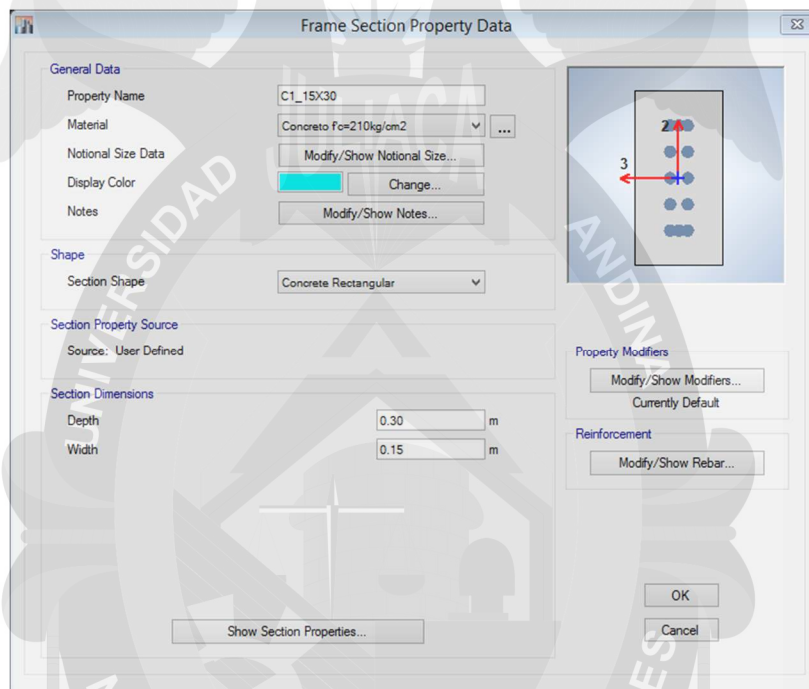


Figura 28. Propiedades de una sección tipo columna (Fuente: Elaboración Propia)

Vigas:

Nombre = VD_30

Base = 15 cm.

Altura = 30 cm.

Recubrimiento + Estribo + varilla/2 = 5 cm.

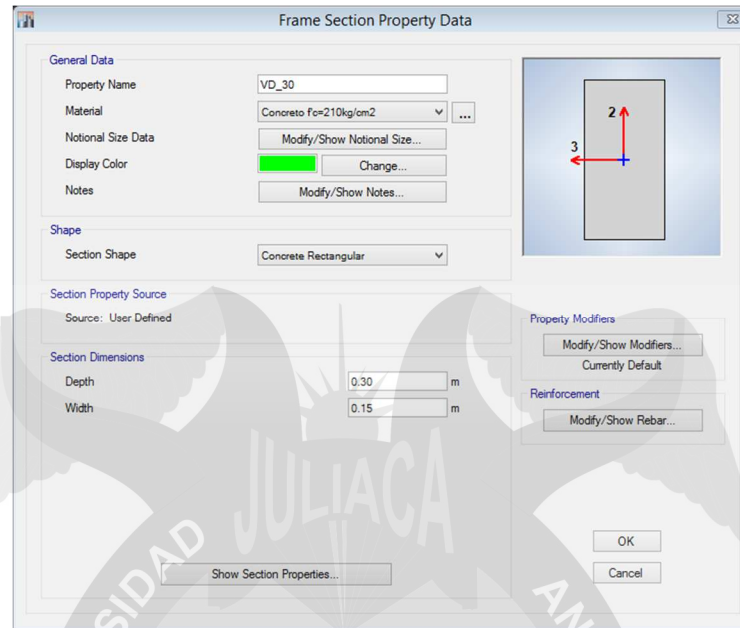


Figura 29. Propiedades de una sección tipo viga (Fuente: Elaboración Propia)

Muros estructurales:

Nombre = M_ALB_13

Espesor = 13 cm.

Material de muro = ALB_60

Modeling type = Shell-Thick

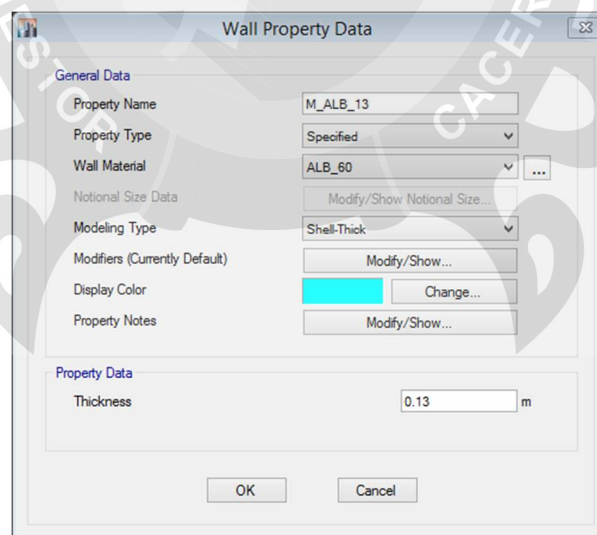


Figura 30. Propiedades de una sección tipo muro $e=0.13\text{m}$. (Fuente: Elaboración Propia)

Nombre = M_ALB_23

Espesor = 23 cm.

Material de muro = ALB_60

Modeling type = Shell-Thick

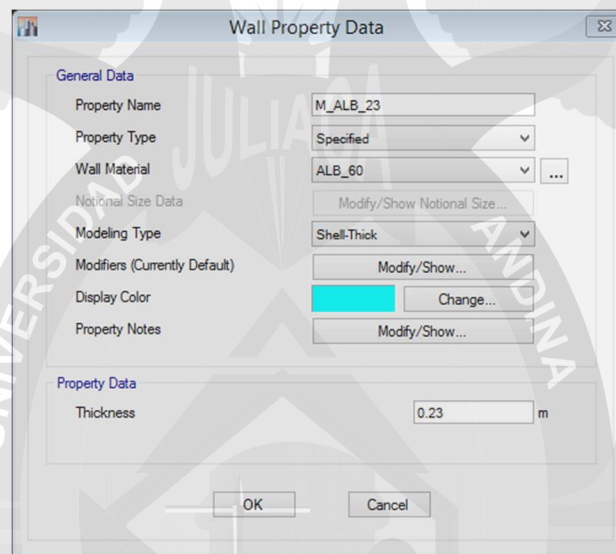


Figura 31. Propiedades de una sección tipo muro $e=0.23\text{m}$. (Fuente: Elaboración Propia)

Nombre = PLACA_15

Espesor = 15 cm.

Material de muro = Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Modeling type = Shell-Thick

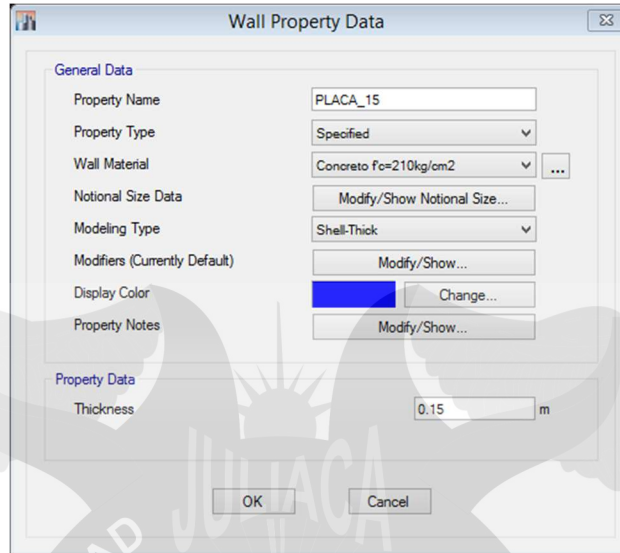


Figura 32. Propiedades de una sección tipo placa (Fuente: Elaboración Propia)

Losa maciza.

Nombre = LOSAM_15
 Espesor = 15 cm.
 Material de muro = Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$
 Modeling type = Shell-Thick

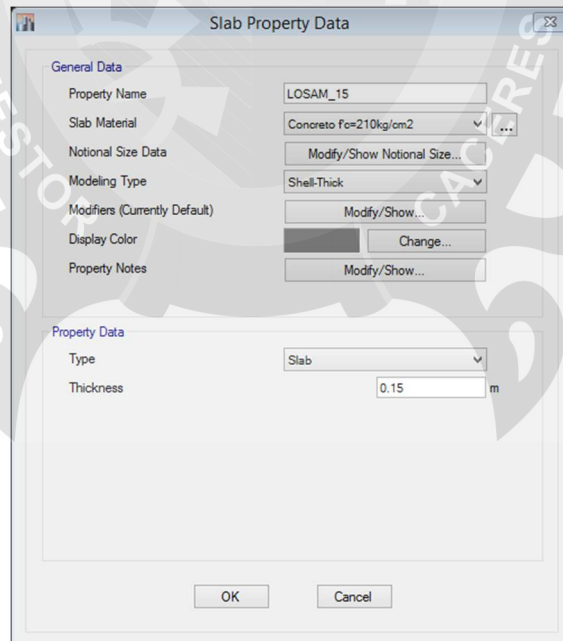


Figura 33. Propiedades de una sección tipo losa (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.4. Asignación de secciones.

Una vez definidos los materiales y creadas las secciones, procederemos por dibujarlas donde corresponden:

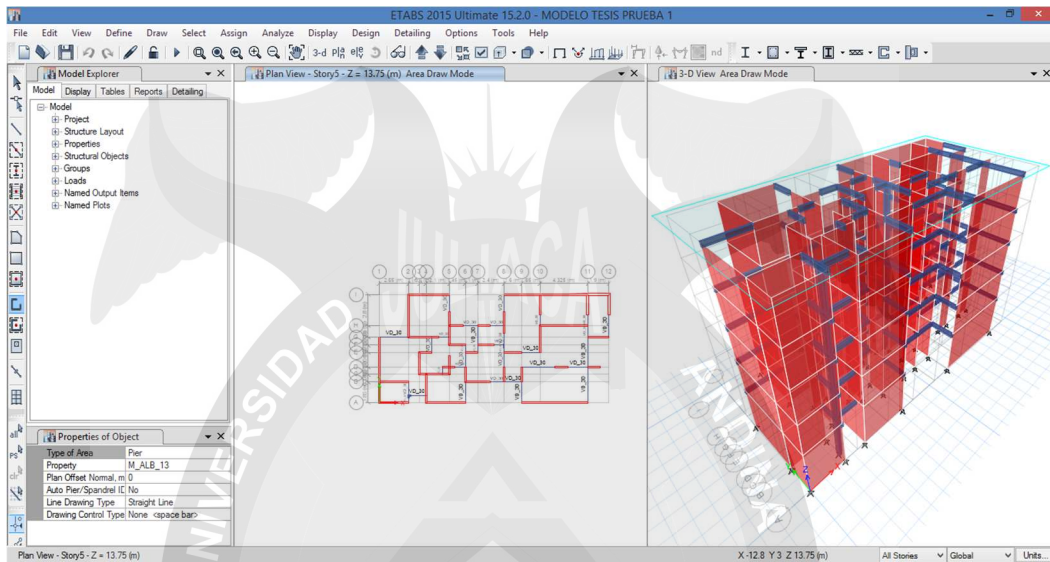


Figura 34. Asignación de secciones en el modelo (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.5. Discretización de muros.

Es el proceso de división de los muros, para que su peso sea distribuido (zapatas pequeñas y cimiento corrido)

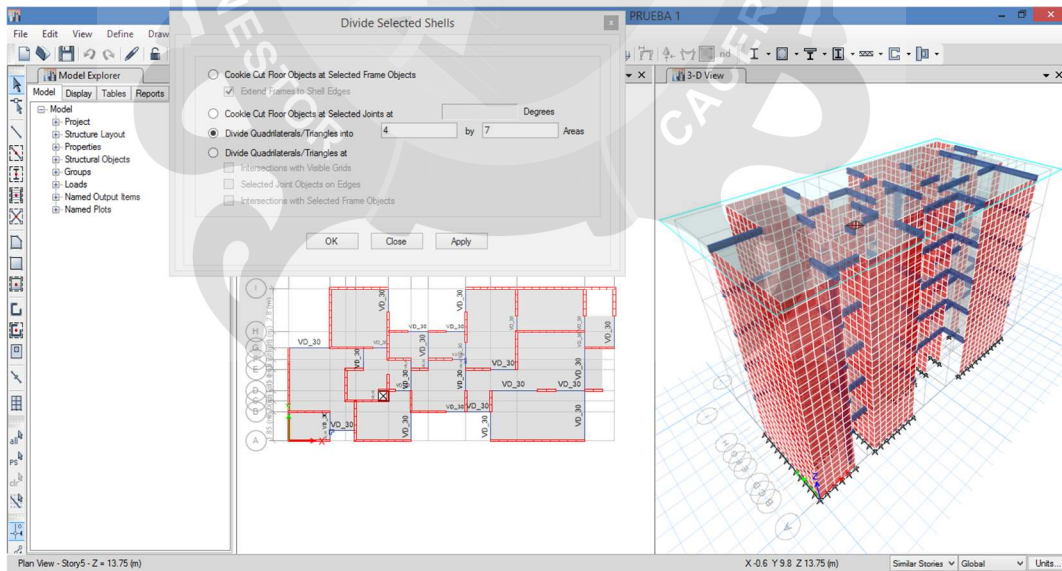


Figura 35. Discretización de los muros estructurales (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.6. Asignación de restricciones.

Estando ya en la base del edificio, seleccionamos los pintos donde se ubican las columnas y los muros de corte y asignamos apoyos de empotramiento perfecto y articulación fijo según corresponda.

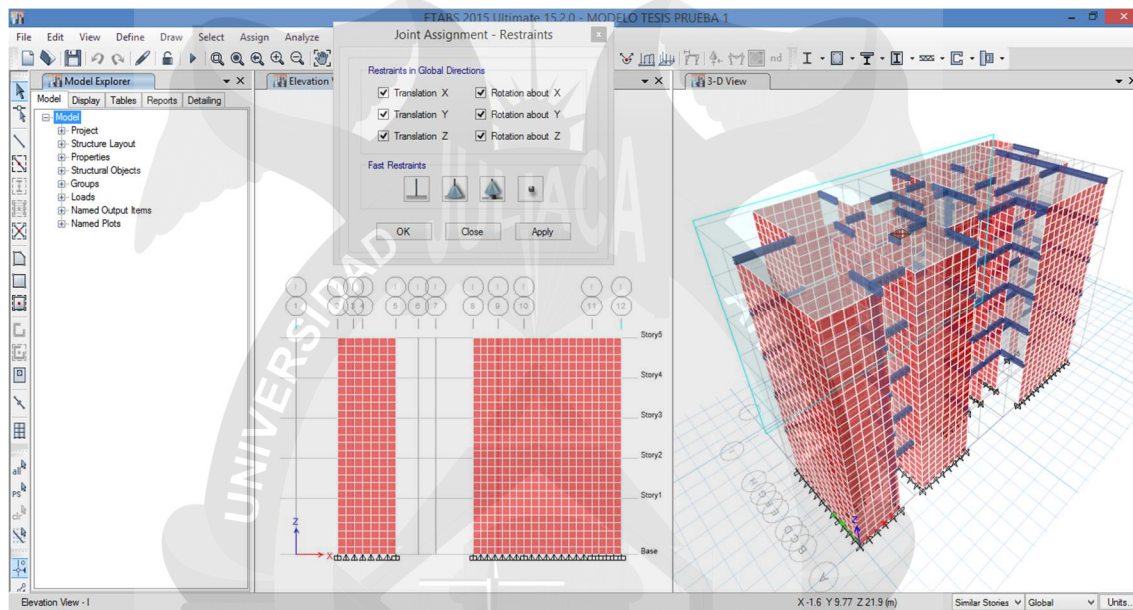


Figura 36. Asignación de restricciones de la cimentación (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.7. Definición y asignación de patrones de cargas.

El paso a continuación es la creación de los tipos de carga que intervendrán en el edificio de análisis, definiremos los nombres y tipos de cargas estáticas que intervienen en este proyecto. Los patrones de carga que crearemos serán los siguientes:

Peso propio: Los proporciona y calcula el programa, llevará como nombre “Dead” y será del tipo “Dead”.

Carga muerta: Proporcionado por el peso de elementos y materiales que forman parte del edificio, tales como luminarias, acabados en general, tabiquerías, etc. Estará incluido en la carga “Dead”, y será de tipo “Dead”.

Carga viva de entepiso: Esta dada por los componentes móviles en el edificio, tales como, escritorios, mesas y sillas, estantes, mostradores, personas, etc. Su nombre será "Live" y será del tipo "Live"

Carga sísmica estática X: Representa la fuerza inercial horizontal, estimada por el peso total del edificio, calculado de acuerdo a la normativa o código de diseño. Su nombre será "S_EST_X" y será del tipo "Seismic"

Carga sísmica estática Y: Representa la fuerza inercial horizontal, estimada por el peso total del edificio, calculado de acuerdo a la normativa o código de diseño. Su nombre será "S_EST_Y" y será del tipo "Seismic"

Entonces se definieron los patrones de carga de acuerdo al tipo definido anteriormente. La figura 37, muestra los patrones de carga creados.

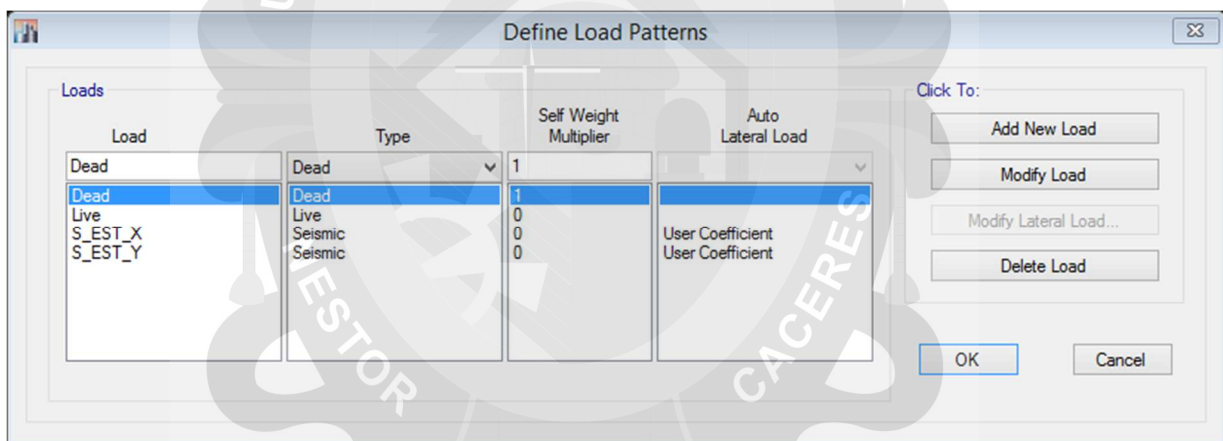


Figura 37. Definición de patrones de carga (Fuente: Elaboración Propia)

En el caso de patrón de carga sísmica estática X e Y, se debe indicar la dirección de aplicación de la fuerza sísmica inercial. La figura 38 y 39 muestra la Dirección de aplicación del patrón de carga para el "S_EST_X" y "S_EST_Y"

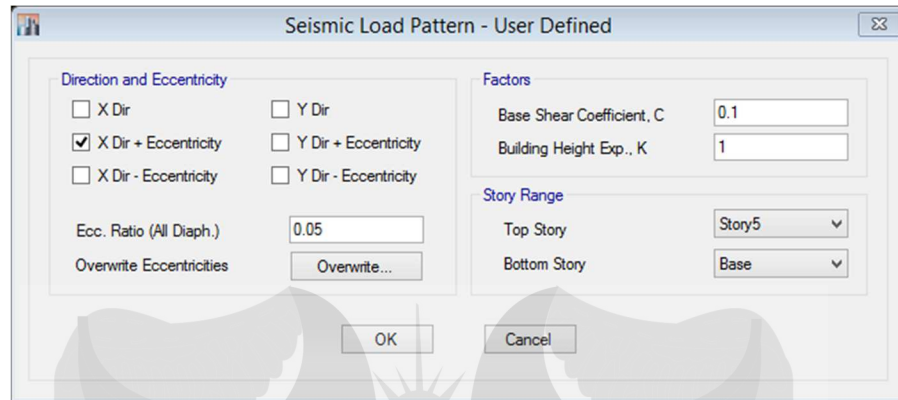


Figura 38. Patrón de carga sísmica en la dirección X (Fuente: Elaboración Propia)

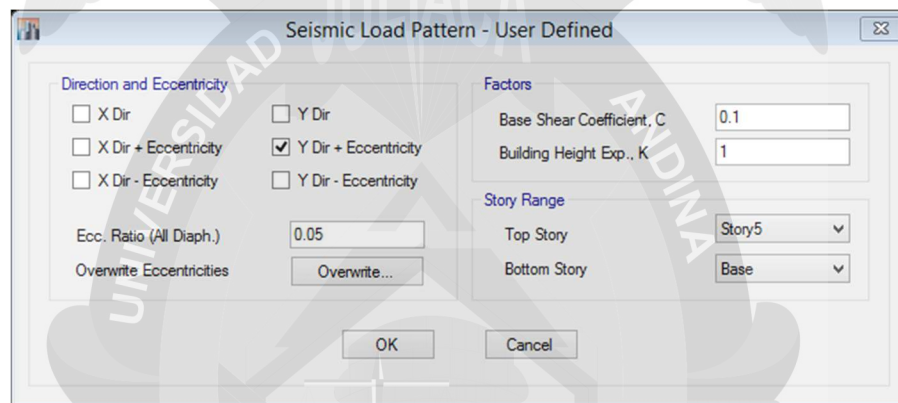


Figura 39. Patrón de carga sísmica en la dirección Y (Fuente: Elaboración Propia)

Una vez creados los patrones de carga, procedemos a asignar las cargas de acuerdo con el tipo de carga que se tiene. Los valores para los tipos de muro de albañilería se determinan a continuación y se muestra en la Tabla 31.

Peso de los muros de albañilería con 1 cm de tarrajeo: $1.8 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.274 \text{ ton/m}^2$.

$0.274 \times 2.4 = 0.658 \text{ ton/ml}$ (en tabique del piso al techo)

$0.274 \times 1.0 = 0.274 \text{ ton/ml}$ (en ventanas)

$0.274 \times 1.8 = 0.493$ (en baños)

-Placa de concreto, $e=0.20\text{m}$: $2.40 \times 0.20 + 2.0 \times 0.02 = 0.52 \text{ ton/m}^2$.

Tabla 31
Tipos y valores de carga

Tipo de carga	Nombre/Tipo	Valor	Unidad
Viva Entrepiso	Live	200	kgf/m ²
Viva Azotea	Live	100	kgf/m ²
Tabique h=2.4 (completo)	Dead	658	kgf/ml
Tabique h=1.0 (ventanas)	Dead	274	kgf/ml
Tabique h=1.8 (v. baños)	Dead	493	kgf/ml

Fuente: Elaboración Propia

*Se consideró un valor de 250 kgf/cm² por que adicionalmente se está considerando una carga de 50kgf/cm² por concepto de albañilería equivalente. Por otra parte, en el caso del ascensor se considera una sobre carga en el último nivel por ser el caso más crítico, de 450 kg (6 personas) y 500kg/m² por el cuarto de máquinas según especificaciones generales al respecto.

3.5.8. Cálculo del peso sísmico efectivo según la NTE E.030.

El peso (P), se calculó en el software usado la carga permanente y un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina acuerdo con lo indicado en la Tabla 32.

Tabla 32
Estimación del peso (P).

Categoría de la Edificación	Porcentaje de carga viva
A, B	50
C	25
Depósitos	80
Azoteas, techos	25
Tanques, silos, est. similares	100

Fuente: Elaboración Propia

Para el caso de la presente tesis de investigación se usará:

$$P_{SISMICO} = P_{CM} + 0.25P_{CV}$$

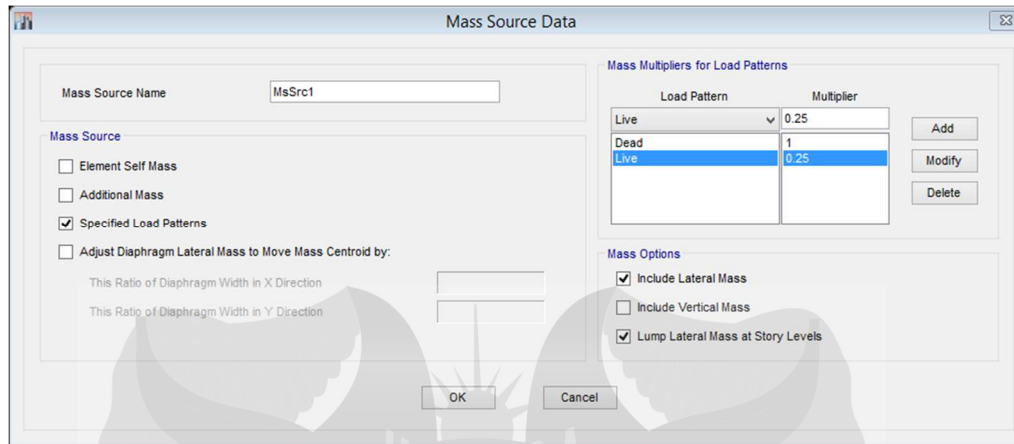


Figura 40. Definición de masa (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.9. Incorporación del espectro de diseño.

La incorporación del espectro de diseño respeta a la aplicación de la siguiente formula, que permite la gráfica de valores de pseudo-aceleración para un determinado periodo de vibración.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para obtenerse finalmente:

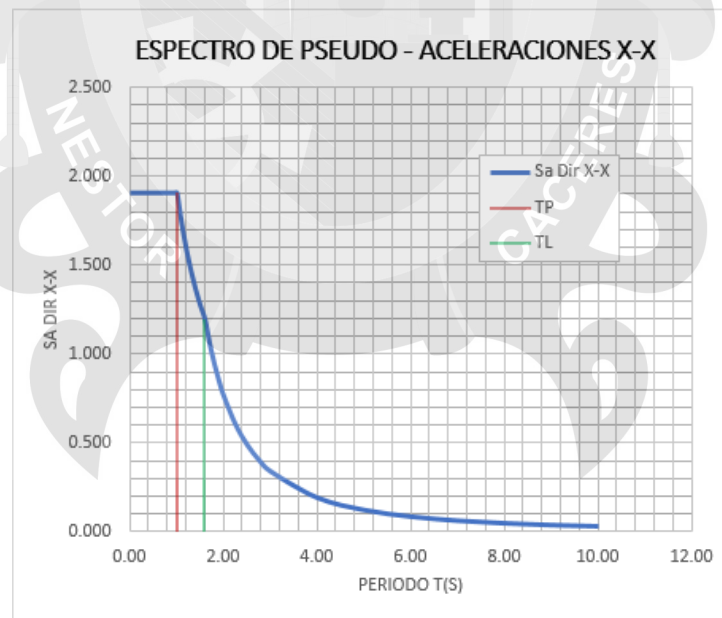


Figura 41. Espectro de pseudo - aceleraciones en X-X (Fuente: Elaboración Propia)

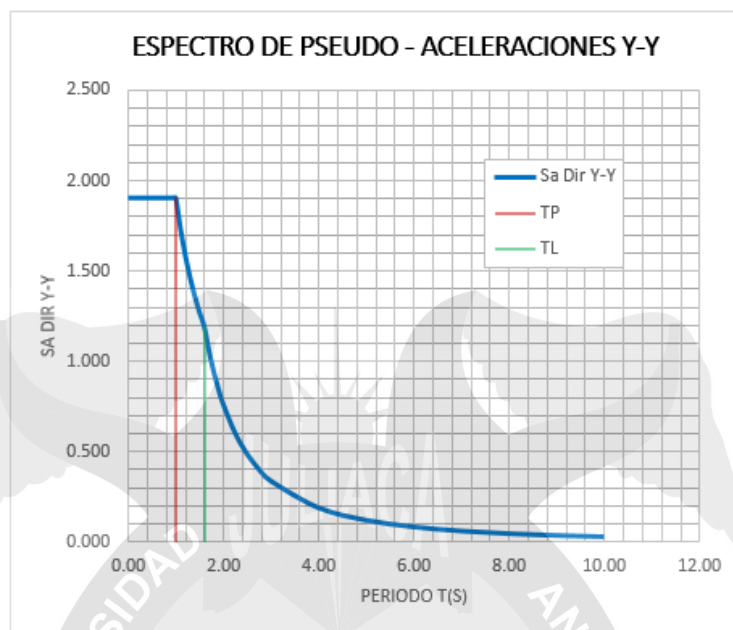


Figura 42. Espectro de pseudo - aceleraciones en Y-Y (Fuente: Elaboración Propia)

Para luego finalmente exportarlo al ETABS mediante un documento con extensión “txt”, para tener finalmente:

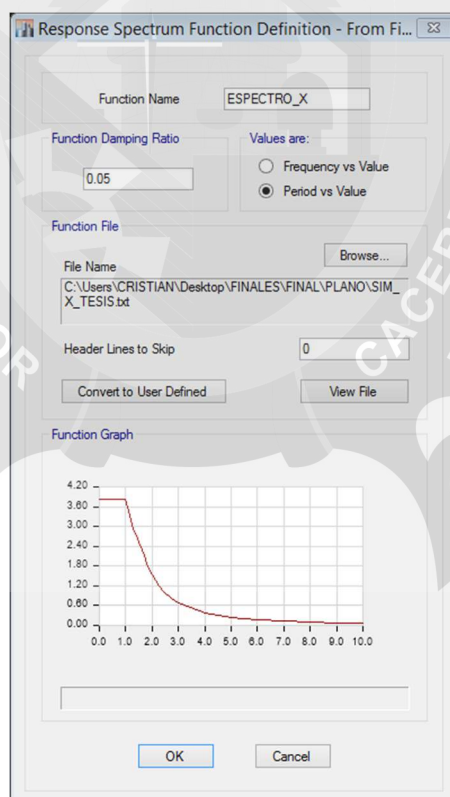


Figura 43. Definición del espectro en X (Fuente: Elaboración Propia)

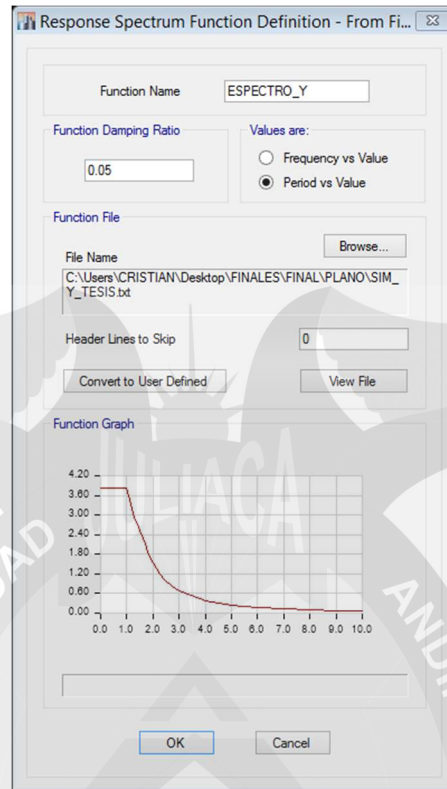


Figura 44. Definición del espectro en Y (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.10. Definición y asignación de diafragma rígido:

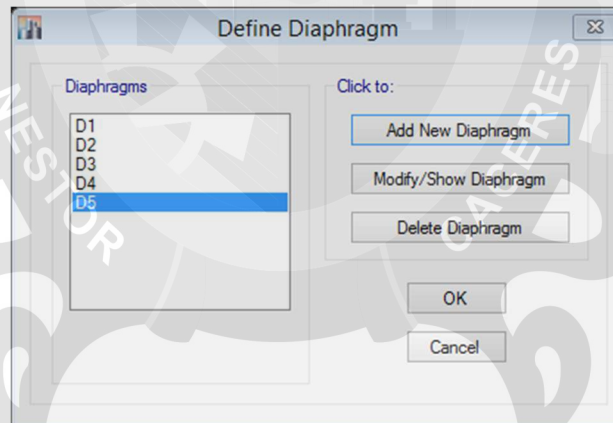


Figura 45. Definición de diafragmas rígidos (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.11. Cálculo automático del cortante estático en la base.

El cortante estático en la base "V" del edificio, es calculado mediante la aplicación de la Ecuación 17, mostrada anteriormente.

Entonces, reemplazando los coeficientes que defines la fuerza sísmica, tenemos para ambos sentidos de análisis:

$$V_x = V_y = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.2}{5.4} * P$$

$$V_x = V_y = 0.194444 * P$$

Seguidamente calcularemos "k", que es un exponente afín con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada.

$$k_x = k_y = 1.0$$

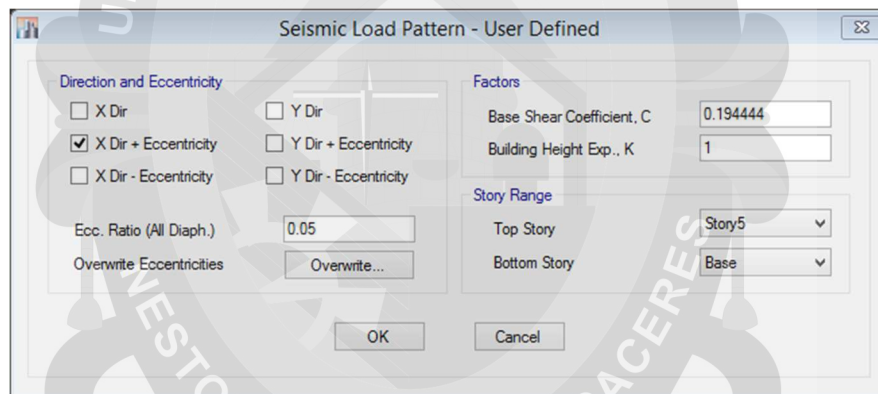


Figura 46. Asignación del coeficiente de corte "C" en X (Fuente: Elaboración Propia)

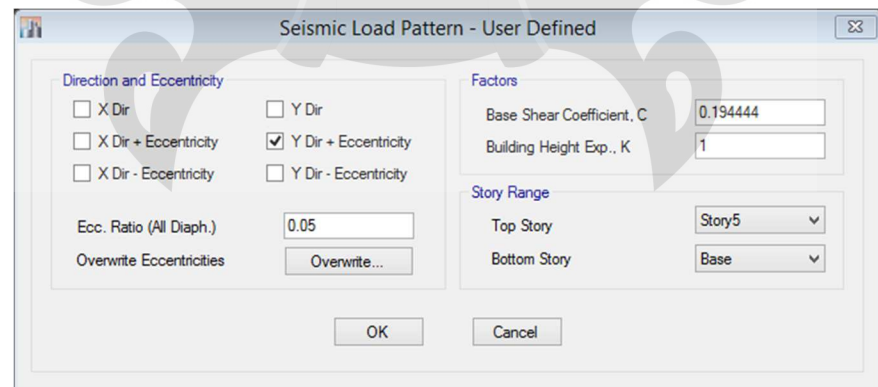


Figura 47. Asignación del coeficiente de corte "C" en Y (Fuente: Elaboración Propia)

Por último, calcularemos el cortante en la base para cada dirección:

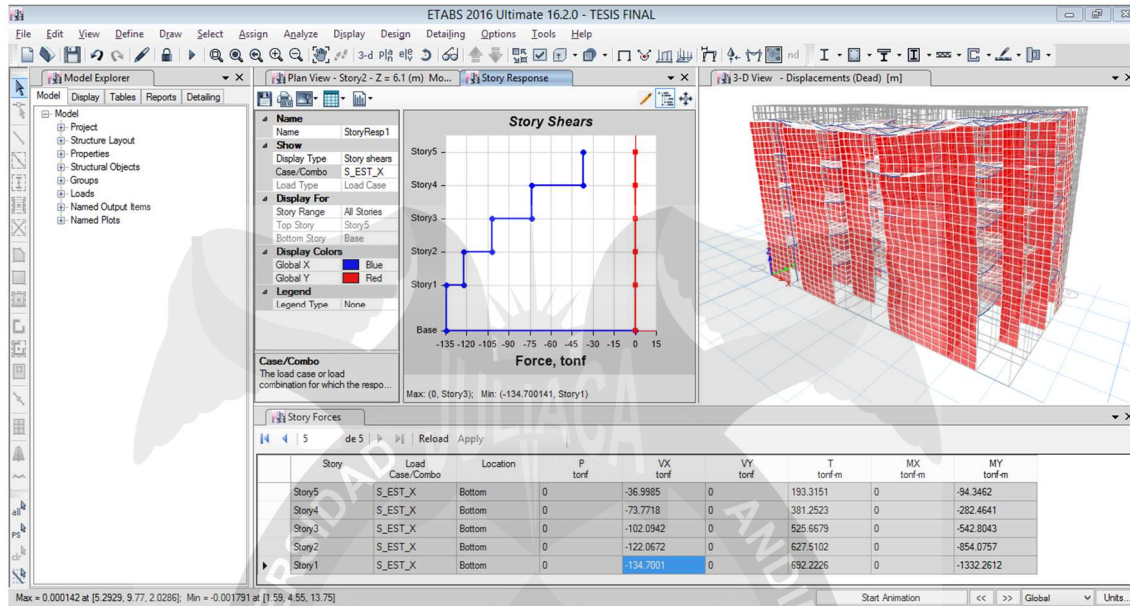


Figura 48. Cortante por nivel en la dirección X (Fuente: Elaboración Propia)

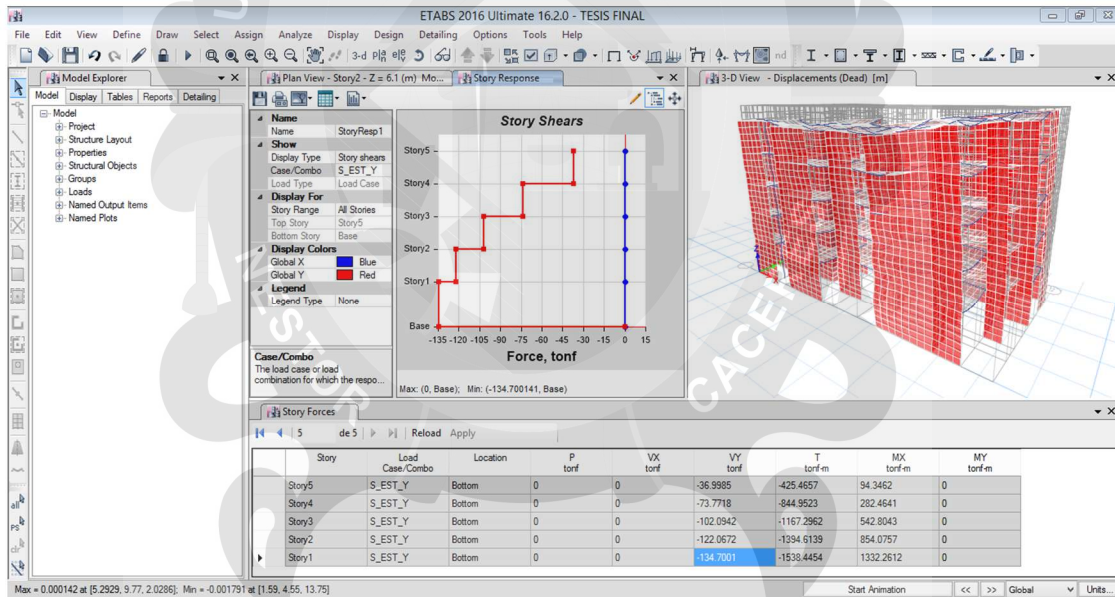


Figura 49. Cortante por nivel en la dirección Y (Fuente: Elaboración Propia)

Para ambos casos el cortante en la base será el mismo:

$$V_x = V_y = V = 134.70 \text{ tonf.}$$

3.5.12. Cálculo del cortante dinámico.

El cortante dinámico es obtenido mediante la introducción de los espectros de diseño para cada dirección, combinando todos los efectos producidos por las formas modales mediante métodos conocidos de combinación modal se logra obtener un valor para el cortante en la base.

Para poder determinar este valor, primero debemos establecer casos de carga que incorporan el espectro de diseño, valores calculados anteriormente en esta tesis.

En las Figuras 50 y 51 se muestran la definición de los casos de carga que incluyen un espectro de diseño aplicado en cada dirección de análisis X e Y.

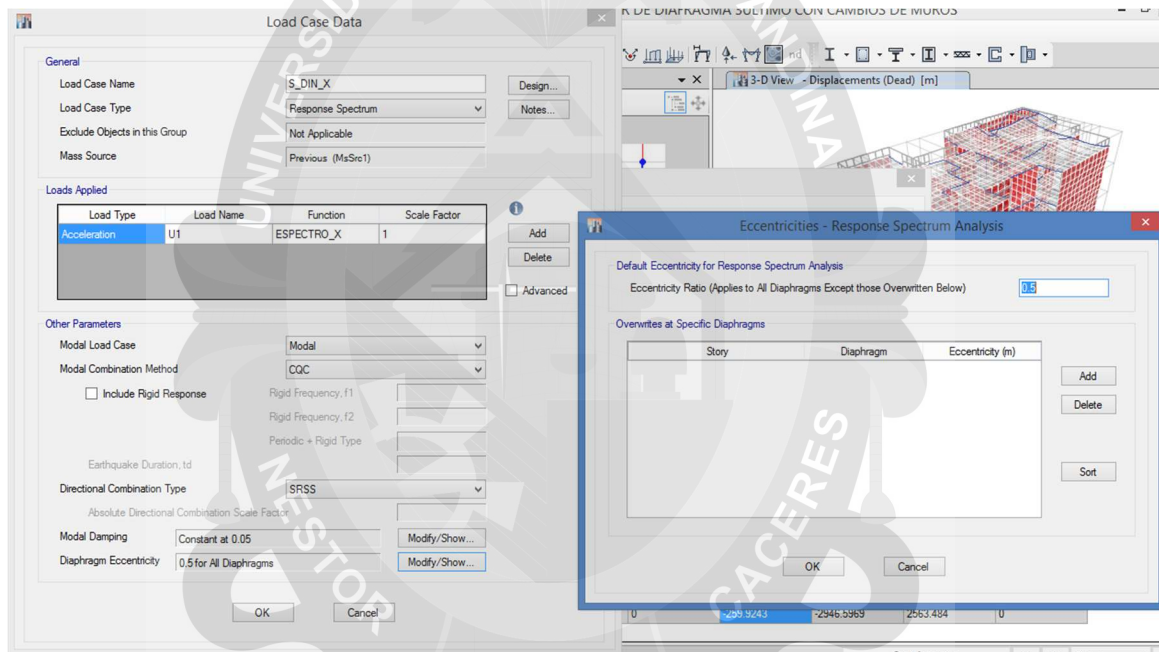


Figura 50. Definición del caso de carga en sismo dinámico en la dirección X (Fuente: Elaboración Propia)

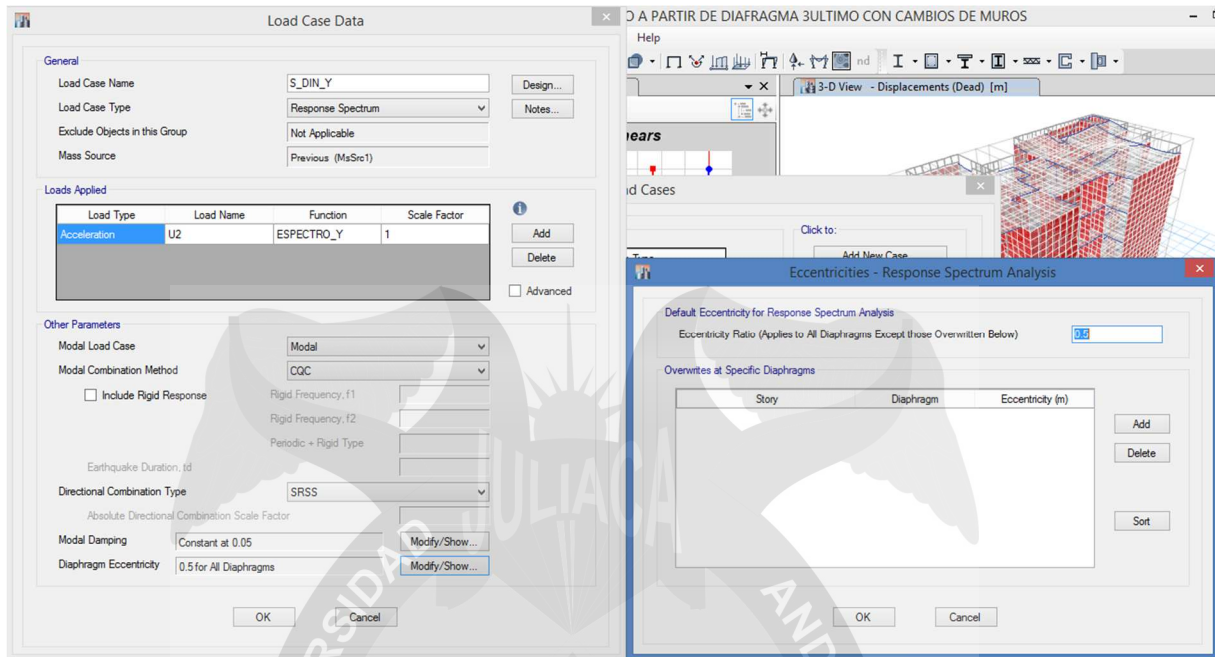


Figura 51. Definición del caso de carga en sismo dinámico en la dirección Y (Fuente: Elaboración Propia)

Luego de estas definiciones, la Figura 52, muestra todos los casos de carga definidos hasta el momento que nos servirán para poder realizar nuestro análisis estático y dinámico.

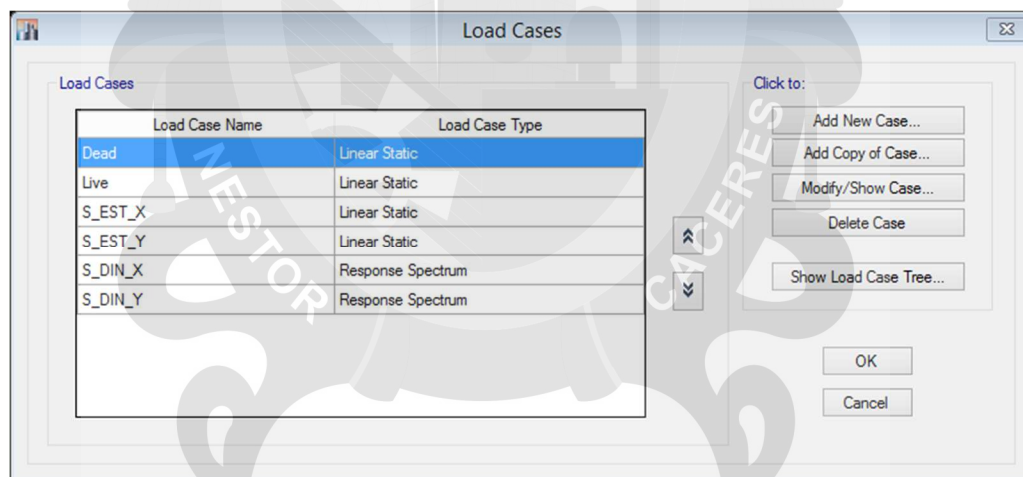


Figura 52. Casos de carga (Fuente: Elaboración Propia)

Una vez haber realizado el análisis, procedemos a visualizar los cortantes dinámicos en las opciones de visualización, mediante las tablas que nos muestra el software, como podemos ver en la Figura 53, mostrada a continuación:

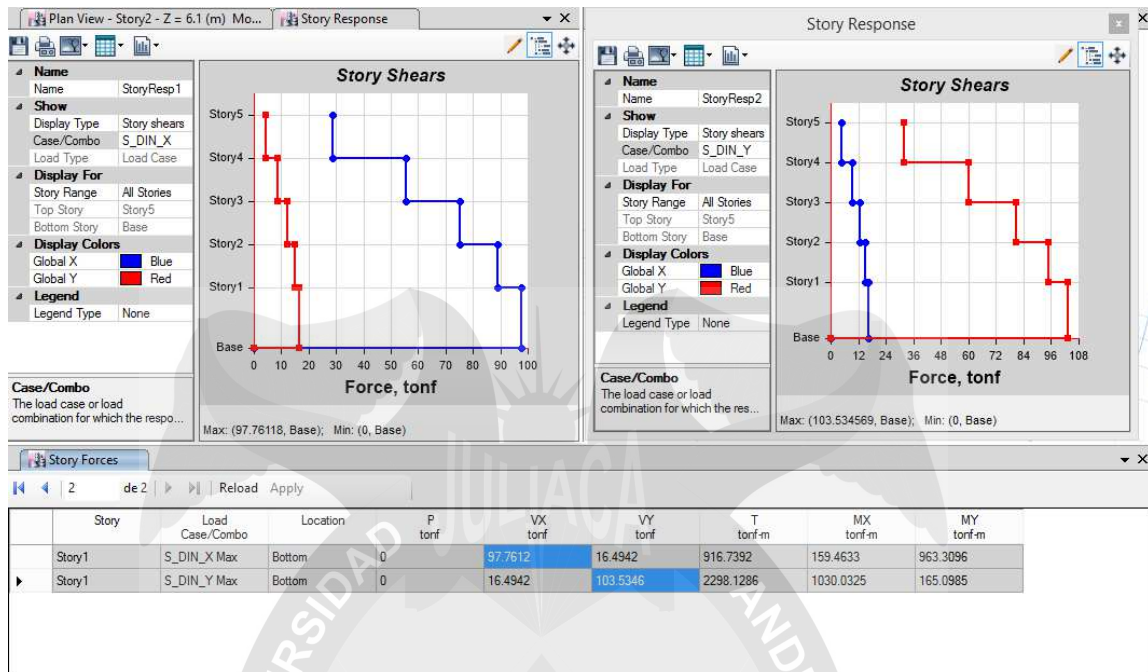


Figura 53. Cortante dinámica en X e Y (Fuente: Elaboración Propia)

En la Figura 53, podemos apreciar que la cortante dinámica en la base es:

$$V_X = 97.76 \text{ ton} \text{ y } V_Y = 103.53 \text{ ton}$$

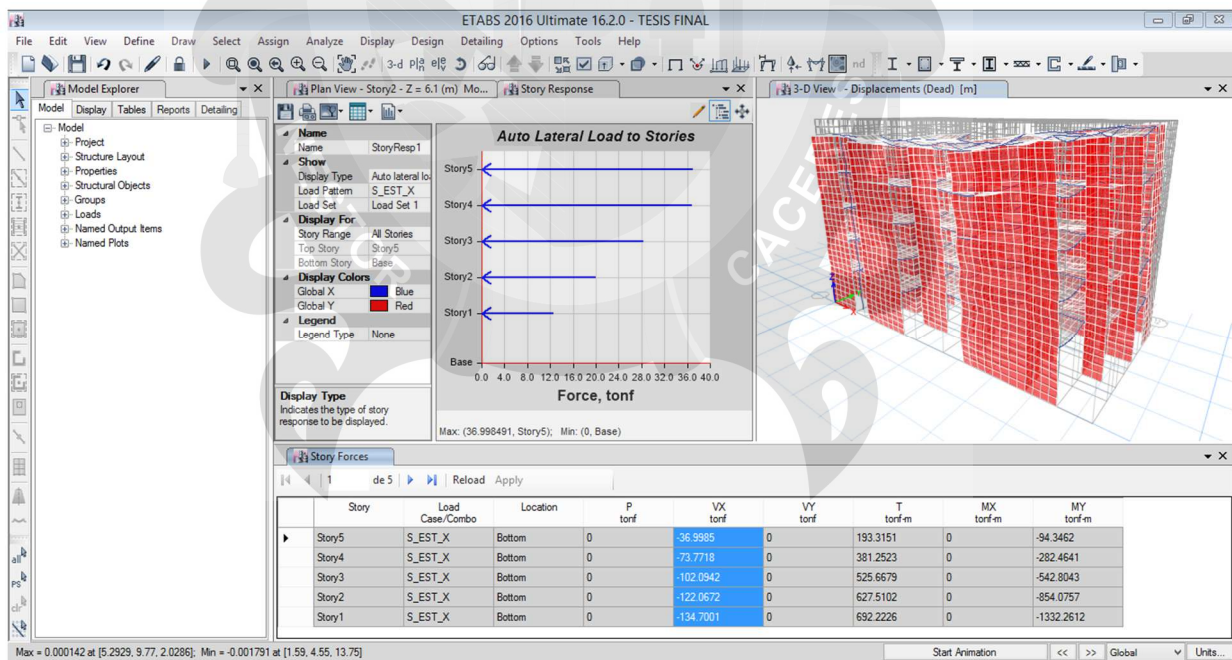


Figura 54. Carga lateral por niveles en la dirección X (Fuente: Elaboración Propia)

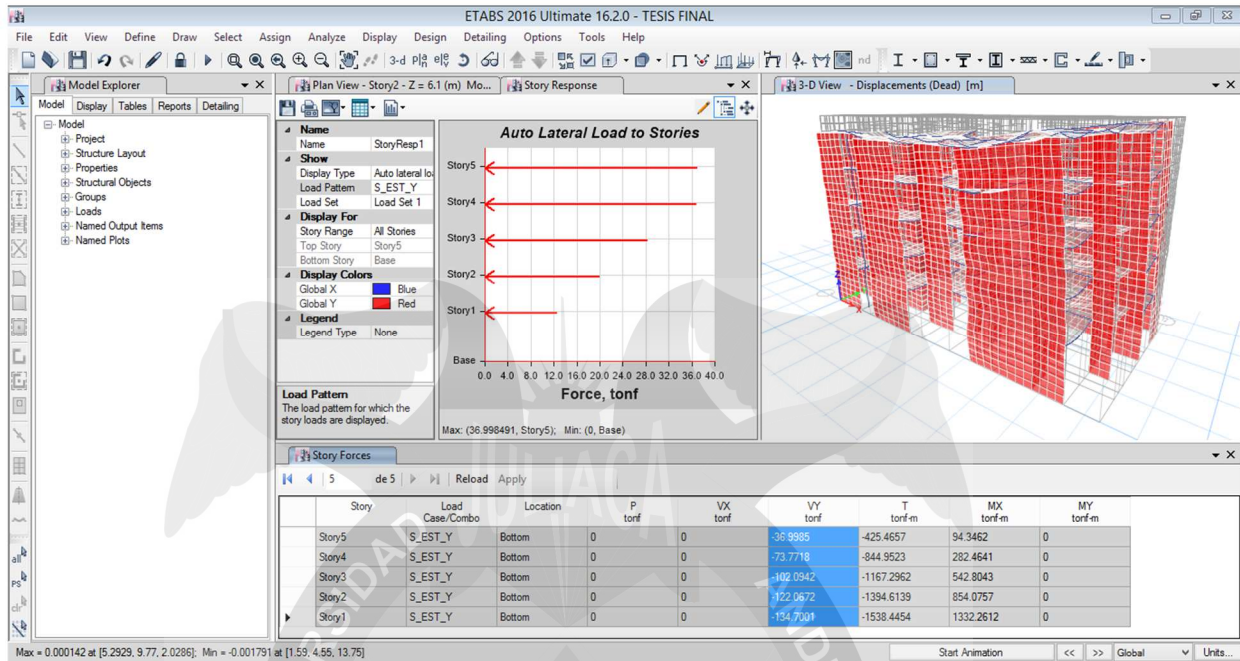


Figura 55. Carga lateral por niveles en la dirección Y (Fuente: Elaboración Propia)

En las Figuras 54 y 55, se pueden apreciar la distribución por piso de la fuerza cortante estática.

3.5.13. Masa participativa.

Tabla 33
Masa participativa por modo de vibración

N° de Modos	Periodo T(s)	Masa Participativa		Masa Participativa Acumulada	
		Masas X (%)	Masas Y (%)	Masas X (%)	Masas Y (%)
1	0.32	0.00	0.74	0.00	0.74
2	0.26	0.65	0.00	0.65	0.74
3	0.22	0.16	0.04	0.81	0.78
4	0.09	0.00	0.15	0.81	0.93
5	0.08	0.12	0.00	0.93	0.93
6	0.06	0.02	0.00	0.95	0.93
7	0.04	0.00	0.03	0.95	0.96
8	0.04	0.02	0.00	0.97	1.00
9	0.03	0.00	0.00	1.00	1.00
10	0.03	0.00	0.00	1.00	1.00
11	0.03	0.00	0.00	1.00	1.00
12	0.02	0.00	0.00	1.00	1.00
13	0.02	0.00	0.00	1.00	1.00
14	0.02	0.00	0.00	1.00	1.00
15	0.02	0.00	0.00	1.00	1.00

Fuente: Elaboración Propia.

Como se aprecia en la Tabla 33 se tiene más del 90% de participación de masas en el 5to modo de vibración.

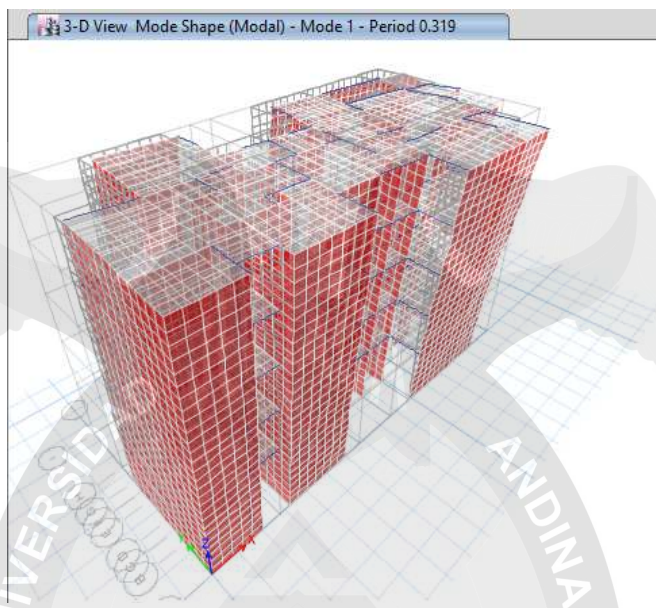


Figura 56. Primer modo de vibración - traslación (Fuente: Elaboración Propia)

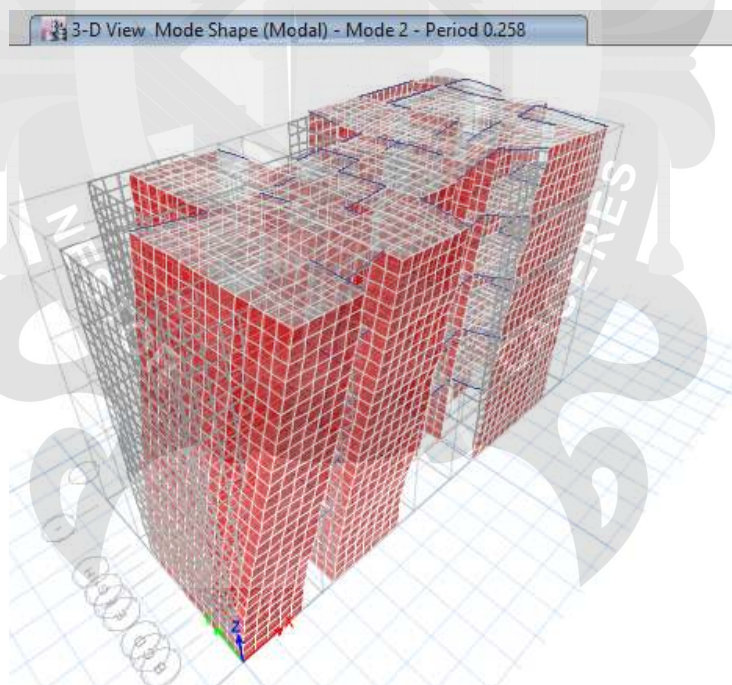


Figura 57. Segundo modo de vibración - traslación (Fuente: Elaboración Propia)

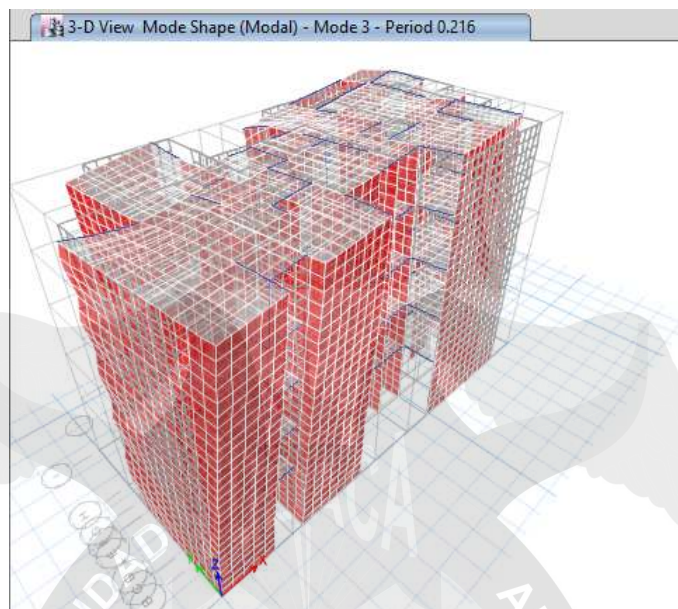


Figura 58. Tercer modo de vibración - rotación (Fuente: Elaboración Propia)

3.5.14. Desplazamientos y derivas de piso – NTE E.030 2016.

Valores que de acuerdo con la Tabla N°11 del Artículo 5.2 de la norma E.030 de R.N.E, que para este edificio de albañilería los desplazamientos de entrepiso deben ser menores a 0.5 (%).

Tabla 34
Drifts en la dirección X.

Diafragma	Combo	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva=dr/he (%)	Der. X R
D5	S_DIN_X Max	2.55	4.012	0.611	0.024	0.13
D4	S_DIN_X Max	2.55	3.401	0.797	0.031	0.17
D3	S_DIN_X Max	2.55	2.604	0.880	0.034	0.19
D2	S_DIN_X Max	2.55	1.724	0.865	0.034	0.18
D1	S_DIN_X Max	3.55	0.859	0.859	0.024	0.13

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35
Drifts en la dirección Y

Diafragma	Combo	h entrepiso (m)	d absoluto	d relativo	Deriva=dr/he	Der. X R
D5	S_DIN_Y Max	2.55	7.762	1.607	0.063	0.34
D4	S_DIN_Y Max	2.55	6.155	1.683	0.066	0.36
D3	S_DIN_Y Max	2.55	4.472	1.709	0.067	0.36
D2	S_DIN_Y Max	2.55	2.763	1.556	0.061	0.33
D1	S_DIN_Y Max	3.55	1.207	1.207	0.034	0.18

Fuente: Elaboración propia.

Las Tablas 34 y 35, muestran los desplazamientos y derivas calculados por el software ETABS en las direcciones X e Y respectivamente, por análisis dinámico según se muestra en las tablas.

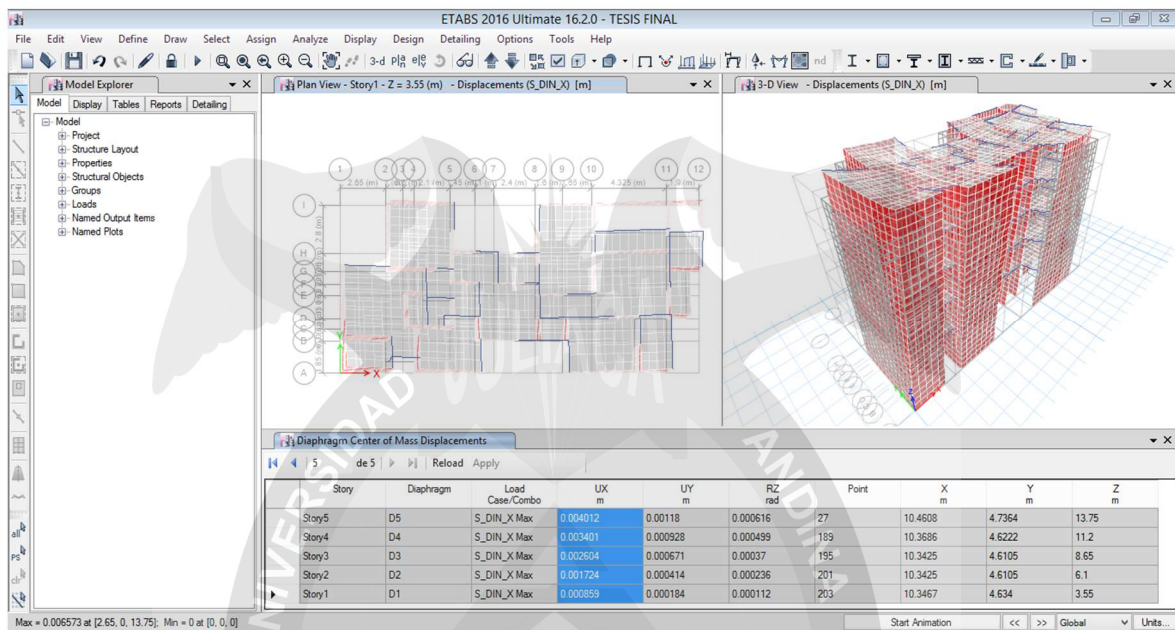


Figura 59. Drifts en la dirección X. (Fuente: Elaboración Propia)

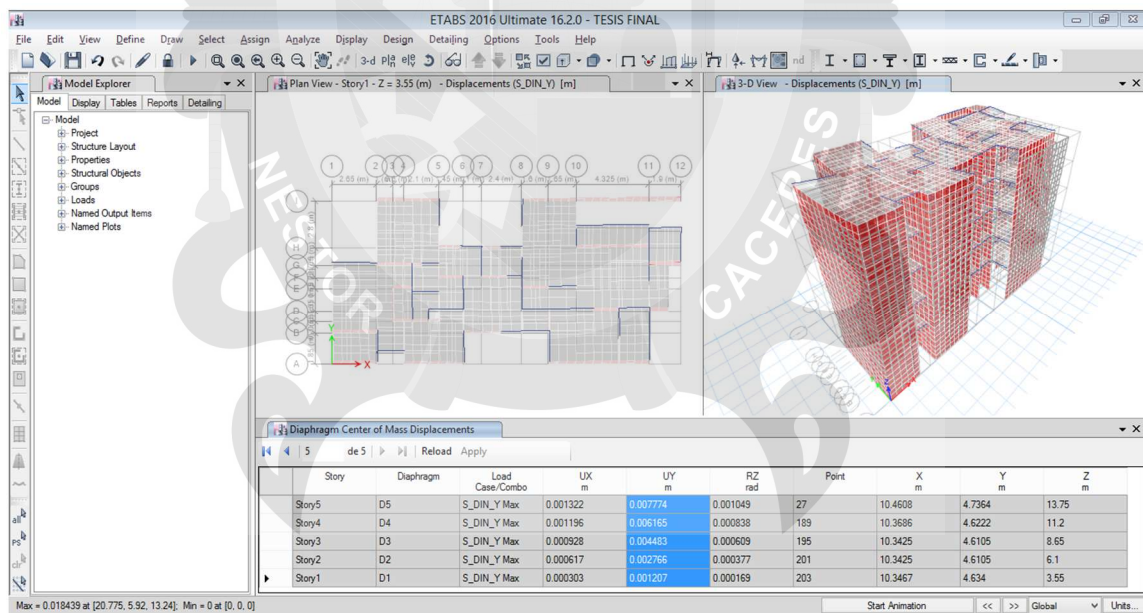


Figura 60. Drifts en la dirección Y. (Fuente: Elaboración Propia)

Seguidamente según el tratamiento de los resultados del artículo 4.7.3 de la NTE. E.030-2016.

Tabla 36
Desplazamientos relativos inelásticos en la dirección X.

Piso	Altura (m)	Derivas Δ elásticas (%)	R	Derivas Δ inelásticas (%)	Derivas Δ limite (%)	
D 5	13.75	0.024	5.40	0.13	0.50	ok!
D 4	11.20	0.031	5.40	0.17	0.50	ok!
D 3	8.65	0.035	5.40	0.19	0.50	ok!
D 2	6.10	0.034	5.40	0.18	0.50	ok!
D 1	3.55	0.024	5.40	0.13	0.50	ok!
Base	-	-	-	-	-	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 37
Desplazamientos relativos inelásticos en la dirección Y.

Piso	Altura (m)	Derivas Δ elásticas (%)	R	Derivas Δ inelásticas (%)	Derivas Δ limite (%)	
D 5	13.75	0.063	5.40	0.34	0.50	ok!
D 4	11.20	0.066	5.40	0.36	0.50	ok!
D 3	8.65	0.067	5.40	0.36	0.50	ok!
D 2	6.10	0.061	5.40	0.33	0.50	ok!
D 1	3.55	0.034	5.40	0.18	0.50	ok!
Base	-	-	-	-	-	

Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede apreciar en las Tablas 36 y 37 de desplazamientos relativos inelásticos, las derivas inelásticas en el caso de sismo X e Y cumplen con lo estipulado en la norma NTE. E.030-2016, por lo que se procederá al escalamiento de fuerzas para diseño.

3.5.15. Validación de la estructura.

De acuerdo a los resultados del análisis estático y dinámico, se comprobará si la estructura planteada es válida, para lo cual deberá cumplir con los requisitos de regularidad y rigidez indicados a continuación:

3.5.15.1. Revisión de la hipótesis de análisis.

Con los resultados obtenidos se revisarán los factores de Irregularidad torsional, en base a estos resultados se verificará si los resultados se mantienen o deben ser modificados.

Tabla 38
Distorsión entre la máxima distorsión obtenida y admisible.

Sismo	Máxima Distorsión Obtenida	Distorsión Admisible % (50% del máximo)
En X.	0.19	0.25
En Y.	0.36	0.25

Fuente: Elaboración Propia.

En la dirección de análisis X la máxima distorsión obtenida es menor que el 50% del máximo admisible por lo que no se debe considerar una posible distorsión angular, pero en la dirección Y si debemos, ya que supera el 50% de la máxima distorsión admisible, y para ello verificamos la condición que establece que si el desplazamiento máximo supera en 1.2 veces al desplazamiento promedio, la estructura califica como en irregular torsional, y si el desplazamiento máximo supera en 1.5 veces al desplazamiento promedio, la estructura califica en irregular torsional extrema, por lo que a continuación se muestran los resultados del análisis de esta condición.

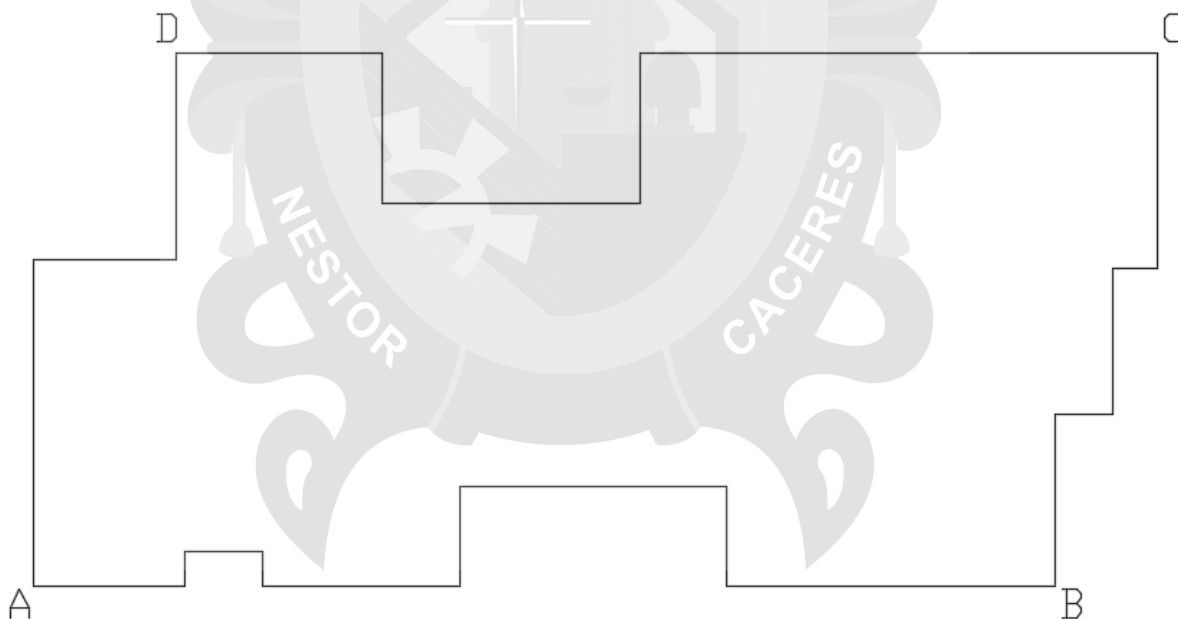


Figura 61. Nomenclatura de las esquinas evaluadas (Fuente: Elaboración Propia)

Tabla 39
Desplazamiento máximo y promedio de las esquinas en la dirección Y

Piso	Esquina	Desplazamiento relativo	Máximo despl. / piso	Desplazamiento Promedio/piso	Dmax/D prom	Configuración
5to Nivel	A	1.88400	3.69500	1.60900	2.29646	Irregular
	B	3.29500				
	C	3.69500				
	D	1.60800				
4to Nivel	A	2.18400	4.01500	1.68200	2.38704	Irregular
	B	3.58400				
	C	4.01500				
	D	1.87100				
3er Nivel	A	2.31500	4.10000	1.71700	2.38789	Irregular
	B	3.66400				
	C	4.10000				
	D	1.99100				
2do Nivel	A	2.21100	3.69400	1.55900	2.36947	Irregular
	B	3.30400				
	C	3.69400				
	D	1.90700				
1er Nivel	A	2.27100	2.90100	1.20700	2.40348	Irregular
	B	2.59000				
	C	2.90100				
	D	1.96200				

Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 39, podemos apreciar que la estructura presenta Irregularidad torsional en el sentido Y, por lo que el valor de R cambia, como sigue:

$$R_y = R_o * I_a * I_p$$

$$R_y = 6 * 1 * 0.6$$

$$R_y = 3.6$$

Siguiendo el orden de desarrollo se hizo el cambio del valor R, obteniendo nuevas cortantes como se muestra a continuación:

Tabla 40
Cortantes finales por sismo estático y dinámico espectral.

Piso	Combo	VX (tonf)	VY (tonf)
1	S_EST_X	-134.7001	0
1	S_EST_Y	0	-202.0565
1	S_DIN_X Max	97.7612	16.4942
1	S_DIN_Y Max	24.7326	155.2476

Fuente: Elaboración Propia.

El edificio en investigación califica como estructura de albañilería, puede existir alguna duda, ya que el modelo estructural presenta varios muros estructurales, pero esta disyuntiva no representa un gran problema en la presente investigación, esto porque el sistema de muros estructurales y sistema de albañilería confinada con sismo moderado, comparten el coeficiente básico de Reducción ($R_o=6$).

Posteriormente verificamos los desplazamientos con los nuevos valores de R para X e Y:

Tabla 41
Desplazamientos laterales en la dirección X, sismo espectral, amortiguamiento 5%, $R=5.4$

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_X Max	2.55	4.012	0.611	0.024	5.4	0.13	<0.5
D4	S_DIN_X Max	2.55	3.401	0.797	0.031	5.4	0.17	<0.5
D3	S_DIN_X Max	2.55	2.604	0.880	0.035	5.4	0.19	<0.5
D2	S_DIN_X Max	2.55	1.724	0.865	0.034	5.4	0.18	<0.5
D1	S_DIN_X Max	3.55	0.859	0.859	0.024	5.4	0.13	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 42
Desplazamientos laterales en la dirección Y, sismo espectral, amortiguamiento 5%, $R=3.6$

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_Y Max	2.55	11.657	2.413	0.095	3.6	0.34	<0.5
D4	S_DIN_Y Max	2.55	9.244	2.522	0.099	3.6	0.36	<0.5
D3	S_DIN_Y Max	2.55	6.722	2.574	0.101	3.6	0.36	<0.5
D2	S_DIN_Y Max	2.55	4.148	2.338	0.092	3.6	0.33	<0.5
D1	S_DIN_Y Max	3.55	1.810	1.810	0.052	3.6	0.19	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede apreciar en las Tablas 41 y 42, los desplazamientos máximos cumplen con los límites estipulados en el RNE E0.30.

3.5.16. Escalamiento de fuerzas de diseño.

Tabla 43

Cálculo de coeficiente de amplificación para escalamiento en X.

$V_{Estático} = \frac{SUCS}{R} P$	
Cortante Estática en la dirección X ($V_{X\ Estático}$)	134.70 Tn
Cortante Dinámica en la dirección X ($V_{X\ Dinámico}$)	97.7612
$Factor\ de\ Amplificación = \frac{0.9\ V_{Estática}}{V_{Dinámica}}$	
Cortante Estática en la dirección X ($0.9V_{X\ Estático}$)	121.23 Tn
Factor de Amplificación	1.24

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 44

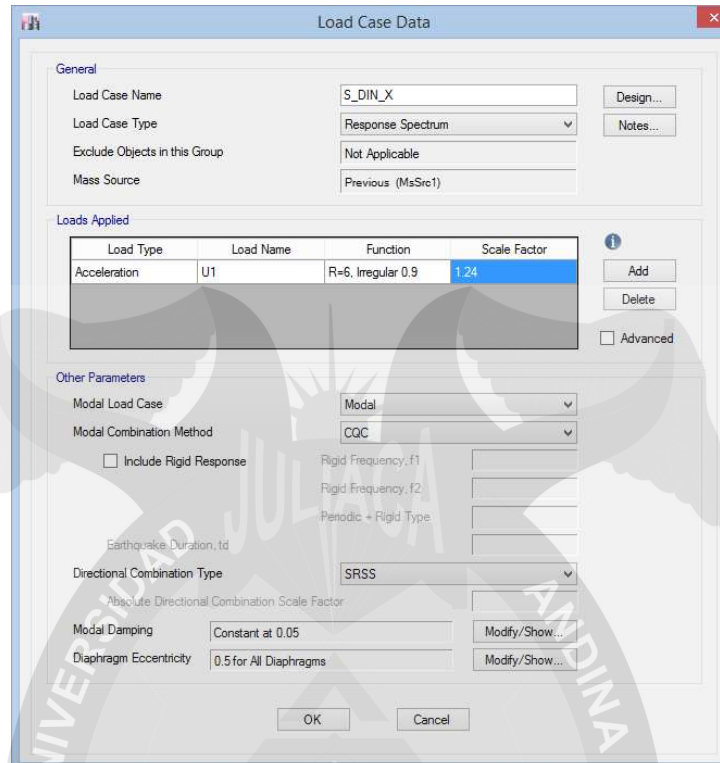
Cálculo de coeficiente de amplificación para escalamiento en Y.

$V_{Estático} = \frac{SUCS}{R} P$	
Cortante Estática en la dirección Y ($V_{Y\ Estático}$)	202.05 Tn
Cortante Dinámica en la dirección Y ($V_{Y\ Dinámico}$)	155.25 Tn
$Factor\ de\ Amplificación = \frac{0.9\ V_{Estática}}{V_{Dinámica}}$	
Cortante Estática en la dirección Y ($0.9V_{Y\ Estático}$)	181.85 Tn
Factor de Amplificación	1.17

Fuente: Elaboración Propia.

Puesto que se ha verificado que el edificio clasifica como irregular, entonces, la fuerza cortante basal del análisis dinámico debe ser mayor o igual al 90% de la fuerza cortante basal del análisis estático (para estructuras irregulares).

Comprobando que, los nuevos factores de amplificación (FA) son mayores que la unidad en caso de la dirección X e Y, se hará una amplificación a las fuerzas de diseño, vale decir a las cortantes y momentos, pero no a los desplazamientos como sigue a continuación.



Load Case Data

General

Load Case Name: S_DIN_X

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	R=6, Irregular 0.9	1.24

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

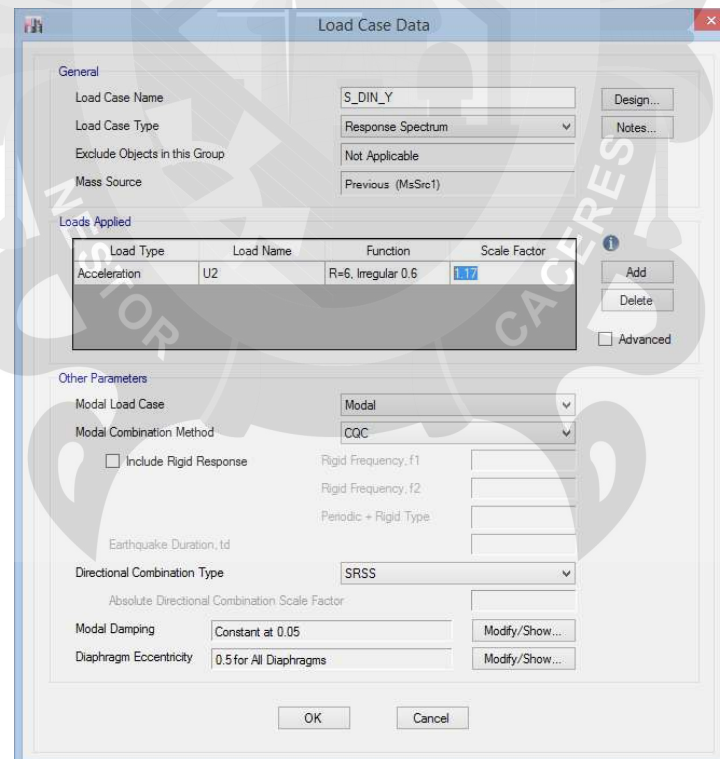
Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.5 for All Diaphragms

OK Cancel

Figura 62. Escalamiento de fuerzas dinámicas en la dirección X (Fuente: Elaboración Propia)



Load Case Data

General

Load Case Name: S_DIN_Y

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	R=6, Irregular 0.6	1.17

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.5 for All Diaphragms

OK Cancel

Figura 63. Escalamiento de fuerzas dinámicas en la dirección Y (Fuente: Elaboración Propia)

3.6. Análisis Estructural del Modelo, Considerando Amortiguamiento Estructural de 6%.

Siguiendo con los objetivos de la presente tesis de investigación cambiaremos los valores de amortiguamiento estructural en el programa a fin de evaluar los cambios en las derivas de los entrepisos para su posterior análisis, como sigue a continuación.

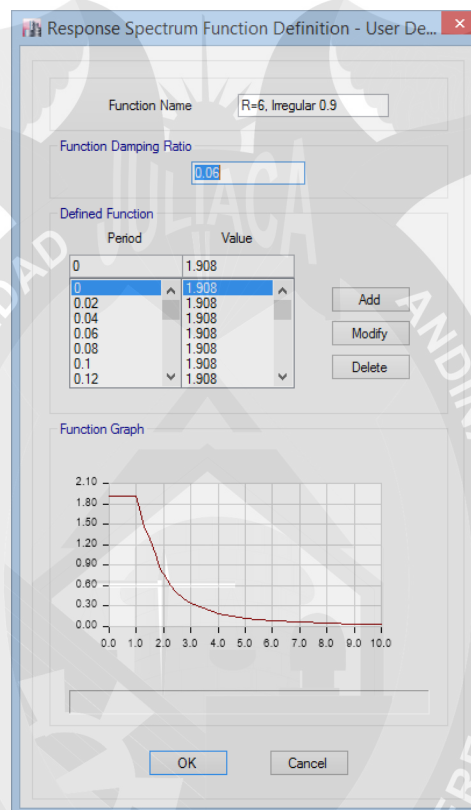


Figura 64. Introducción al software (espectro) de amortiguamiento de 6% en la dirección X (Fuente: Elaboración Propia)

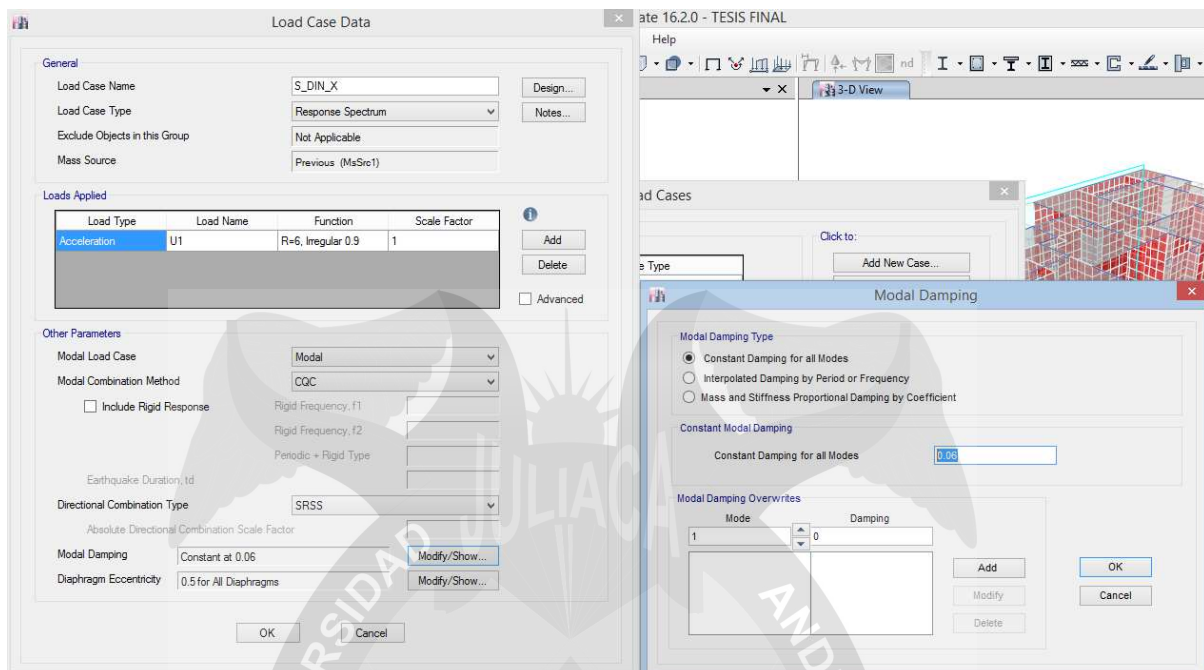


Figura 65. Introducción al software de amortiguamiento de 6% al Caso de carga dinámica en X

(Fuente: Elaboración Propia)

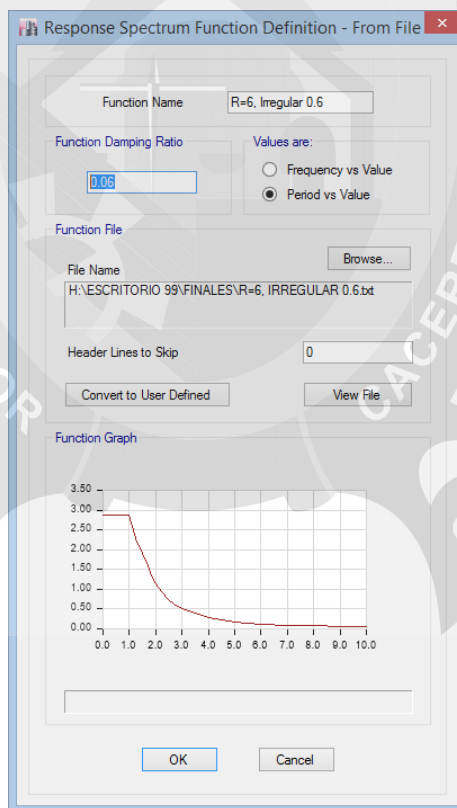


Figura 66. Introducción al software (espectro) de amortiguamiento de 6% en la dirección Y

(Fuente: Elaboración Propia)

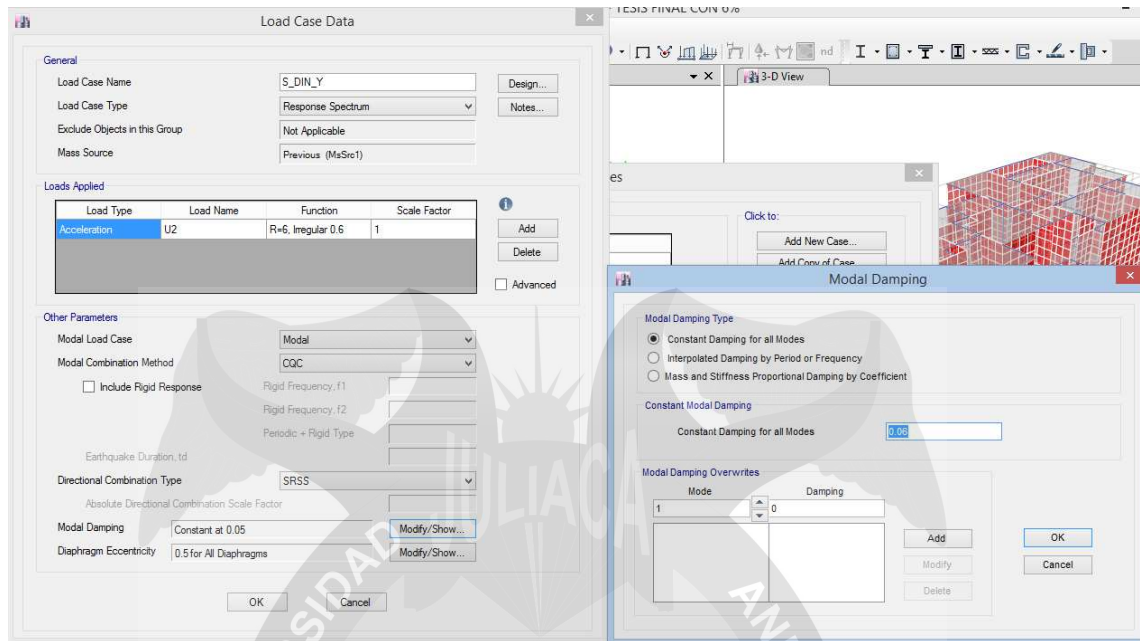


Figura 67. Introducción al software de amortiguamiento de 6% al Caso de carga dinámica en Y

(Fuente: Elaboración Propia)

Tabla 45
Desplazamientos laterales en la dirección X, sismo espectral, amortiguamiento 6%.

Diafragma	Combo	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_X Max	2.55	4.060	0.619	0.024	5.4	0.13	<0.5
D4	S_DIN_X Max	2.55	3.441	0.807	0.032	5.4	0.17	<0.5
D3	S_DIN_X Max	2.55	2.634	0.889	0.035	5.4	0.19	<0.5
D2	S_DIN_X Max	2.55	1.745	0.876	0.034	5.4	0.19	<0.5
D1	S_DIN_X Max	3.55	0.869	0.869	0.024	5.4	0.13	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 46
Desplazamientos laterales en la dirección Y, sismo espectral, amortiguamiento 6%.

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_Y Max	2.55	11.675	2.416	0.095	3.6	0.34	<0.5
D4	S_DIN_Y Max	2.55	9.259	2.524	0.099	3.6	0.36	<0.5
D3	S_DIN_Y Max	2.55	6.735	2.578	0.101	3.6	0.36	<0.5
D2	S_DIN_Y Max	2.55	4.157	2.342	0.092	3.6	0.33	<0.5
D1	S_DIN_Y Max	3.55	1.815	1.815	0.052	3.6	0.18	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

3.7. Análisis Estructural del Modelo, Considerando Amortiguamiento Estructural de 6% e Interacción Sísmica Suelo Estructura.

3.7.1. Modelo de Barkan-Savinov.

Según la teoría usaremos el modelo para platea de fundación, esto porque el EMS concluye que la capacidad portante admisible es de 0.49 kg/cm^2 , al ser un suelo blando y tener considerables cargas de servicio, se vio por conveniente el uso de la platea de fundación. Esta estará representada en el programa por una malla flexible, teniendo en cuenta que todos los elementos verticales deben estar intersecándose con el enmallado.

En el centroide de la malla flexible se concentrarán las masas en todas las direcciones obtenidas del cálculo, y también las rigideces " K_x , K_y , $K_{\phi x}$ y $K_{\phi y}$ " y los amortiguamientos (Joints Springs), excepto la rigidez vertical " K_z ", la cual se asigna en el área modelada.

Cálculo de presión estática:

$$A_{ZAP} = B \times h = 242.00$$

$$A_{ZAP} = 11.00\text{m} \times 22.00\text{m} = 242.00$$

$$P_{ZAP} = A_{zap}(\text{cm}^2) \times h_{zap}(\text{cm}) \times 0.0024(\text{kgf/cm}^3)$$

$$P_{ZAP} = 2420000 \times 40 \times 0.0024(\text{kgf/cm}^3)$$

$$P_{ZAP} = 2420000 \times 40 \times 0.0024(\text{kgf/cm}^3)$$

$$P_{ZAP} = 232,320.00 \text{ kg}$$

$$\rho = \frac{P_{edif} + P_{zap}}{A_{zap}} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\rho = \frac{753952.8 + 232,320}{2420000} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\rho = 0.4076 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

Masas en la platea.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{\gamma \cdot a \cdot b \cdot c}{g} = \frac{2.4 \cdot 11 \cdot 22 \cdot 0.4}{9.81} = 23.682 \left(\frac{T \cdot s^2}{m} \right)$$

$$M_{\phi x} = M_t \left(\frac{C}{2} \right)^2 + \frac{M_t \cdot b^2}{12} = 23.682 \cdot (0.2)^2 + \frac{23.682 \cdot 11^2}{12} = 239.741 T \cdot s^2 \cdot m$$

$$M_{\phi y} = M_t \left(\frac{C}{2} \right)^2 + \frac{M_t \cdot a^2}{12} = 23.682 \cdot (0.2)^2 + \frac{23.682 \cdot 22^2}{12} = 956.121 T \cdot s^2 \cdot m$$

$$M_{\phi z} = M_t \left(\frac{a^2 + b^2}{12} \right) = 23.682 \cdot \frac{22^2 + 11^2}{12} = 1193.968 T \cdot s^2 \cdot m$$

Las masas trasnacionales y rotacionales deben asignarse en el centro de la platea.

Coefficiente Co: balasto inicial.

Para determinar este valor usaremos la Tabla 19, la cual nos presenta coeficientes de balasto inicial (Co), a partir de las características del suelo de fundación: el valor que corresponde para esta tesis de investigación será: Co=1.20.

Coefficiente Do:

$$D_o = \frac{1 - u}{1 - 0.5u} \cdot C_o$$

Tabla 47
Cálculo de valor Do.

Do	Unidad	u	Co
0.98824	kg/cm ³	0.3	1.2

Fuente: Elaboración Propia.

Coefficientes Cx, Cy, Cz, Cφx, Cφy:

$$C_x = C_y = D_o \cdot \left[1 + \frac{2(a + b)}{\Delta A} \right] \cdot \sqrt{\frac{P}{P_o}}$$

Tabla 48
Cálculo de valor C_x y C_y .

Coef.	Valor	Unidad	Do	a(m)	b(m)	A(m ²)	P(kgf/cm ²)	Po(kgf/cm ²)
C_x	1795.551	ton/m ³	0.988	22.00	11.00	242	0.4076	0.2
C_y	1795.551	ton/m ³	0.988	22.00	11.00	242	0.4076	0.2

Fuente: Elaboración Propia.

$$C_z = C_o * \left[1 + \frac{2(a + b)}{\Delta A} \right] * \sqrt{\frac{P}{P_o}}$$

Tabla 49
Cálculo de valor C_z .

Coef.	Valor	Unidad	Co	a(m)	b(m)	A(m ²)	P(kgf/cm ²)	Po(kgf/cm ²)
C_z	2180.312	ton/m ³	1.2	22.00	11.00	242	0.4076	0.2

Fuente: Elaboración Propia.

$$C_{\phi x} = C_o * \left[1 + \frac{2(a + 3b)}{\Delta A} \right] * \sqrt{\frac{P}{P_o}}$$

Tabla 50
Cálculo de valor $C_{\phi x}$

Coef.	Valor	Unidad	Co	a(m)	b(m)	A(m ²)	P(kgf/cm ²)	Po(kgf/cm ²)
$C_{\phi x}$	2491.785	ton/m ³	1.2	22.00	11.00	242	0.4076	0.2

Fuente: Elaboración Propia.

$$C_{\phi y} = C_o * \left[1 + \frac{2(b + 3a)}{\Delta A} \right] * \sqrt{\frac{P}{P_o}}$$

Tabla 51
Cálculo de valor $C_{\phi y}$.

Coef.	Valor	Unidad	Co	a(m)	b(m)	A(m ²)	P(kgf/cm ²)	Po(kgf/cm ²)
$C_{\phi y}$	2803.259	ton/m ³	1.2	22.00	11.00	242	0.4076	0.2

Fuente: Elaboración Propia.

Coeficientes de rigidez

Coeficiente de rigidez de traslación elástica uniforme:

$$K_x = K_y = C_x * A$$

Tabla 52

Cálculo de coeficiente de rigidez de traslación elástica uniforme K_x y K_y .

Coef.	Valor	Unidad	C_x	$A \text{ (m}^2\text{)}$
K_x	434523.398	T/m	1795.551	242.00
K_y	434523.398	T/m	1795.551	242.00

Fuente: Elaboración Propia.

Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme:

$$K_z = C_z * A$$

Tabla 53

Cálculo de coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme K_z .

Coef.	Valor	Unidad	C_z	$A \text{ (m}^2\text{)}$
K_z	527635.554	T/m	2180.312	242.00

Fuente: Elaboración Propia.

Coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme alrededor de X e Y:

$$K_{\phi x} = C_{\phi x} * I_x$$

$$K_{\phi y} = C_{\phi y} * I_y$$

Dónde:

$$I_x = \frac{a * b^3}{12}$$

$$I_y = \frac{b * a^3}{12}$$

Tabla 54

Cálculo de coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme $K_{\phi x}$.

Coef.	Valor	Unidad	$C_{\phi x}$	I_x	I_x	a	b
$K_{\phi x}$	6080371.625	T.m	2491.785	2440.17	2440.167	22.00	11.00

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 55

Cálculo de coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme $K_{\phi y}$.

Coef.	Valor	Unidad	$C_{\phi y}$	I_y	I_y	a	b
$K_{\phi y}$	27361672.312	T.m	2803.259	9760.67	9760.667	22.00	11.00

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.1.1. Liberación de nudos de apoyo y desplazamiento al eje vertical de la fundación.

Se liberarán de restricciones los puntos de apoyo del modelo dinámico para darle nuevos valores según la metodología ISE.

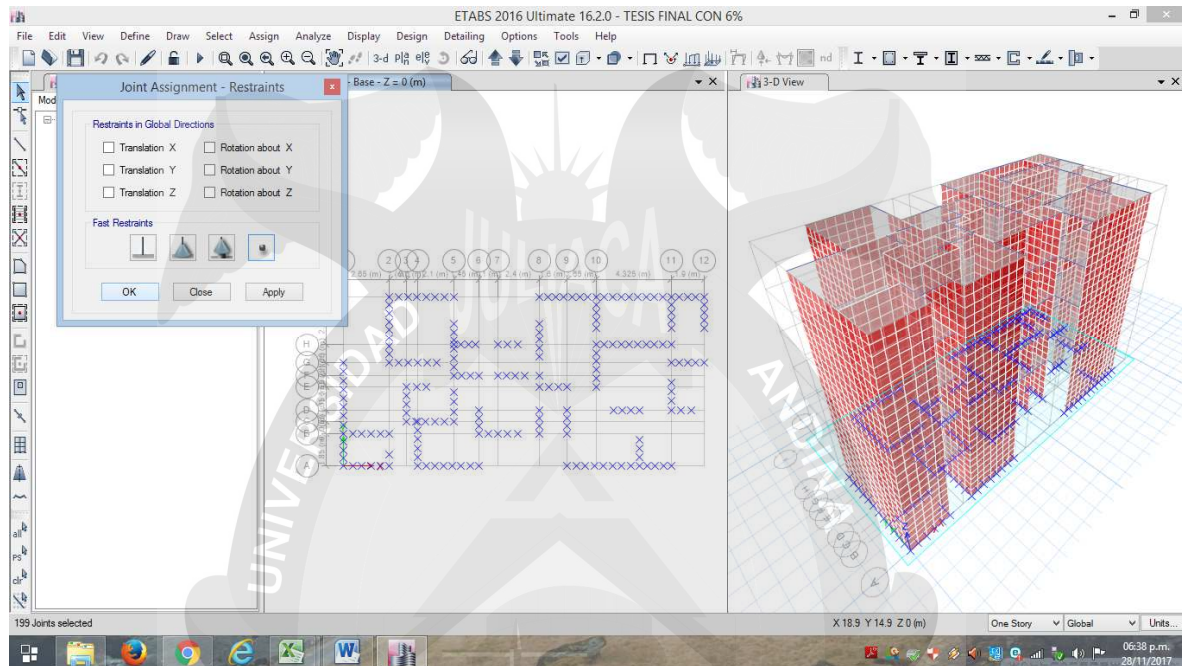


Figura 68. Liberación de las restricciones en los apoyos (Fuente: Elaboración Propia)

3.7.1.2. Adición de grillas de contorno de platea de cimentación.

X Grid Data				Y Grid Data			
Grid ID	X Spacing (m)	Visible	Bubble Loc	Grid ID	Y Spacing (m)	Visible	Bubble Loc
10	4.325	Yes	End	G	1.05	Yes	Start
11	1.9	Yes	End	H	2.8	Yes	Start
12	0	Yes	End	I	0	Yes	Start
X1	-0.575	Yes	End	Y1	-0.615	Yes	Start
X2	21.425	Yes	End	Y2	10.385	Yes	Start

Figura 69. Adición de grillas para contorno de platea de cimentación (Fuente: Elaboración Propia)

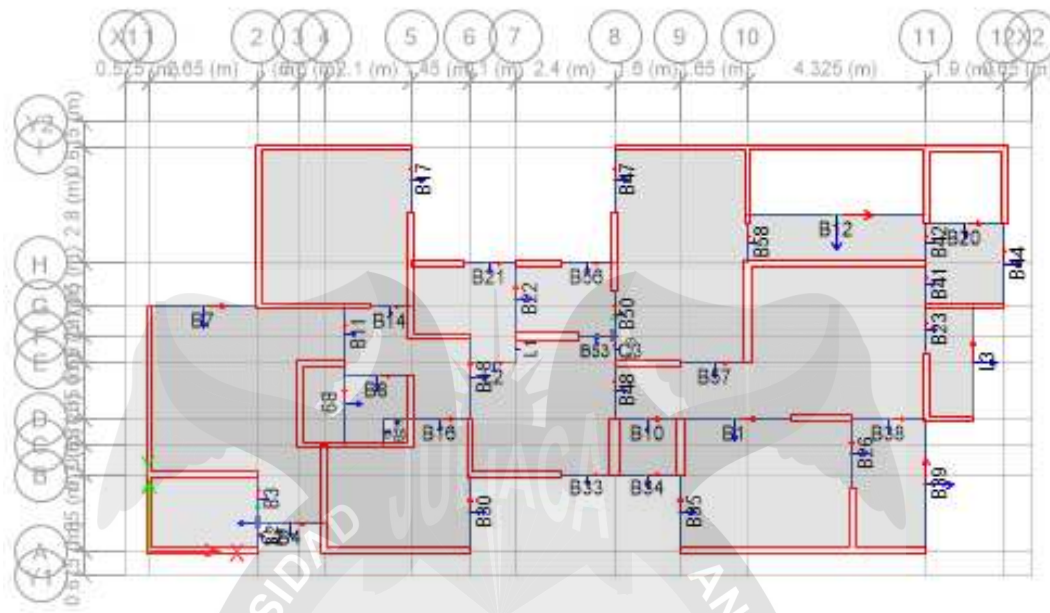


Figura 70. Perspectiva en planta en nuevo sistema de grillas (Fuente: Elaboración Propia)

3.7.1.3. Creación de nuevo material de Concreto para Platea de fundación.

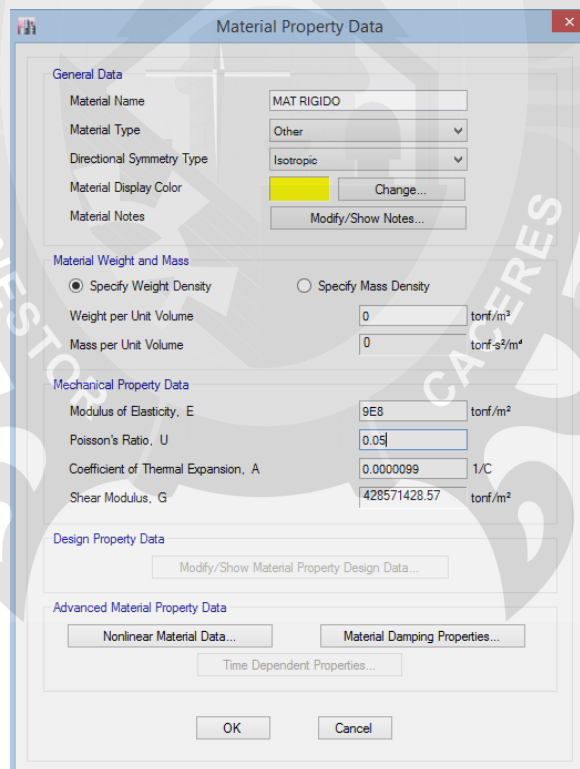


Figura 71. Creación de material infinitamente rígido para la platea de cimentación (Fuente: Elaboración Propia)

En la Figura 71, se puede apreciar que no se le asigno peso específico del material, esto porque se asignara una masa previamente calculada a la platea de fundación.

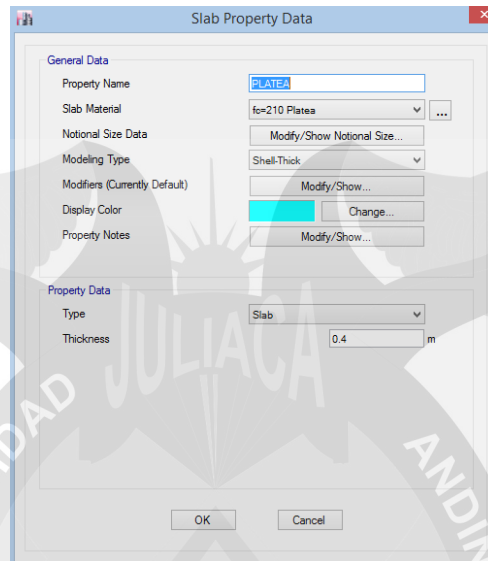


Figura 72. Definición del elemento platea tipo Shell (Fuente: Elaboración Propia)

3.7.1.4. Asignación del elemento platea y discretización.

Asignamos el elemento PLATEA de tipo Shell, y discretizamos para que cada nudo de la platea coincida con cada elemento vertical.

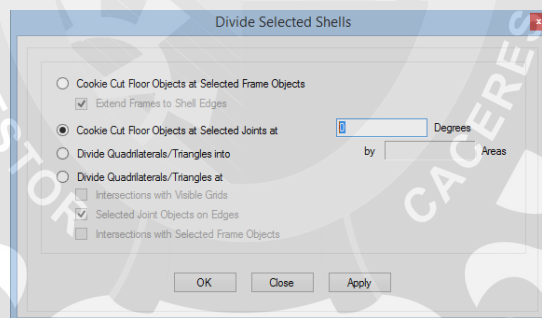


Figura 73. División de la platea en el sentido X (Fuente: Elaboración Propia)

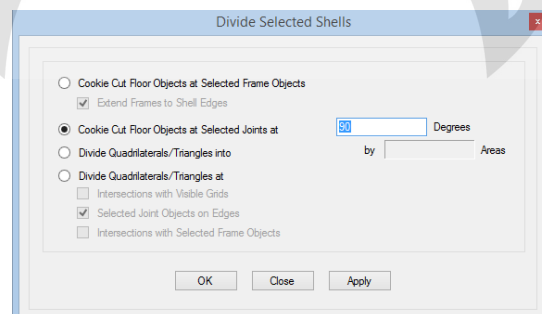


Figura 74. División de la platea en el sentido Y (Fuente: Elaboración Propia)

Para obtener finalmente, la discretización del elemento PLATEA, en cada cruce que tenga con los elementos verticales.

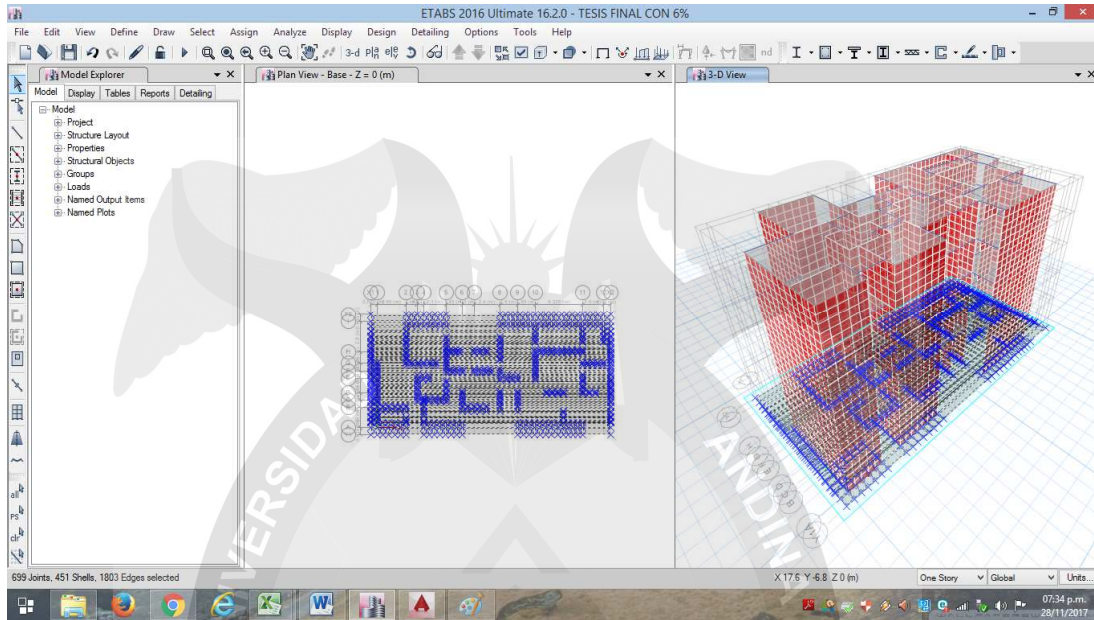


Figura 75. Platea dividida (Fuente: Elaboración Propia)

3.7.1.5. Asignación de masas al centroide de la platea.

En la Figura 76 podemos apreciar la introducción de los valores definidos como masas traslacionales y rotacionales, que asignamos al centroide del elemento PLATEA.

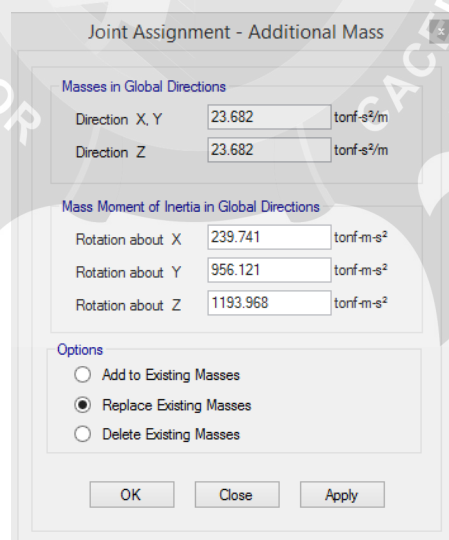


Figura 76. Asignación de masas al centroide de la platea (Fuente: Elaboración Propia)

3.7.1.6. Asignación de coeficientes por el método de Barkan D.D. Y Savinov.

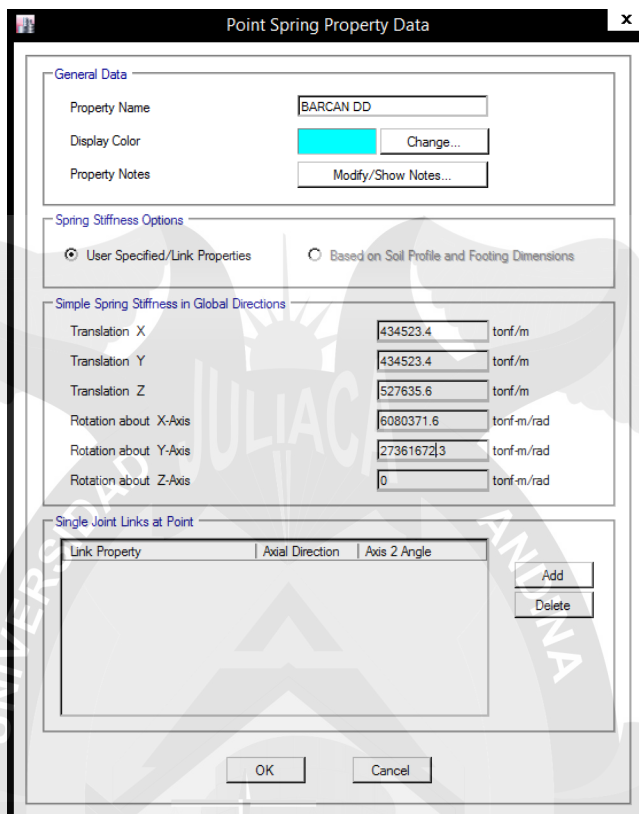


Figura 77. Asignación de coeficientes de rigidez por el Método Barkan - Savinov (Fuente: Elaboración Propia)

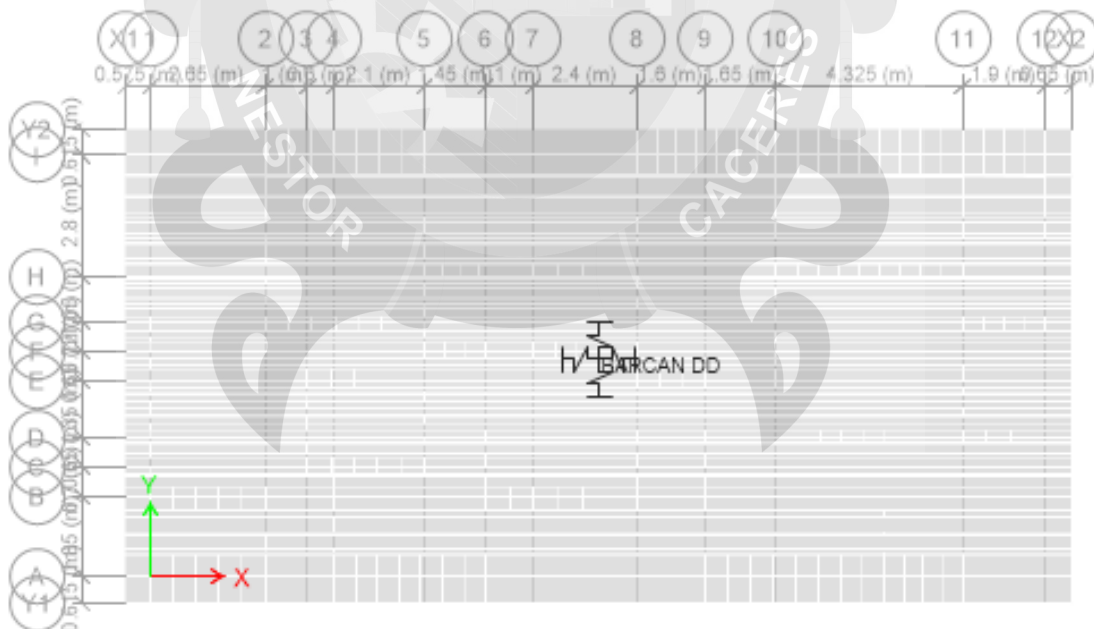


Figura 78. Placa de cimentación con asignación de coeficientes de rigidez (Fuente: Elaboración Propia)

Posteriormente restringimos en el centro de masa la rotación en Z, ya que por este método de BARKAN-SAVINOV, se restringe este movimiento.

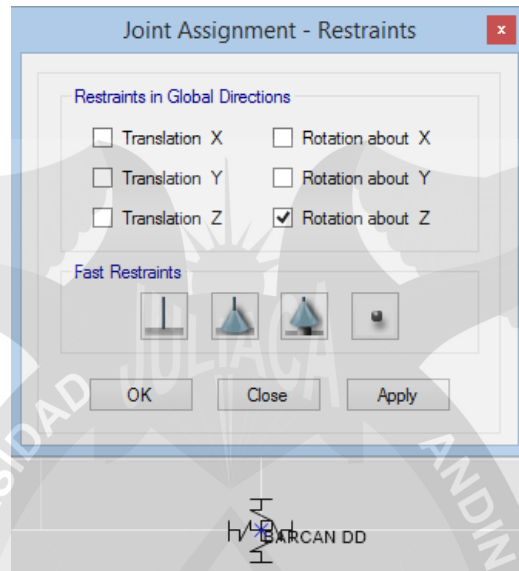


Figura 79. Asignación de restricción en rotación en el eje Z (Fuente: Elaboración Propia)

3.7.1.7. Periodos de Vibración.

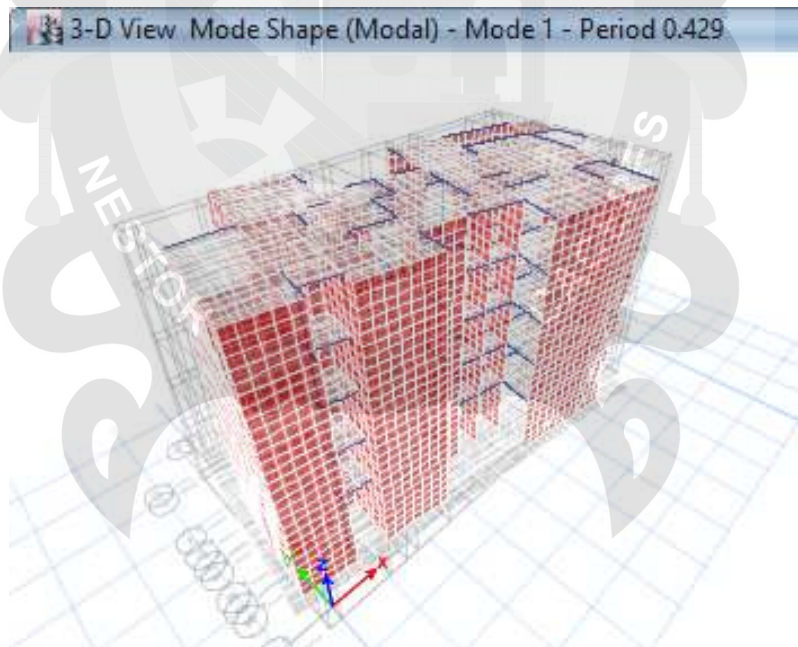


Figura 80. Primer modo de vibración con ISE (Fuente: Elaboración Propia)

Tabla 56
Modos de vibración con ISE.

Modo	Periodo (T)
1	0.429
2	0.35
3	0.274
4	0.115
5	0.092
6	0.079
7	0.045
8	0.043
9	0.038
10	0.03
11	0.027
12	0.024
13	0.023
14	0.021
15	0.019

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.1.8. Alabeo en Losas.

Verificaremos el alabeo en losas, según la Figura 61, como se puede apreciar en la Tabla 57.

Tabla 57
Desplazamiento de los puntos extremos de la losa en el 5to nivel.

Modo de vibración	A	B	C	D	¿Alabeo?
1	2.21E-04	2.96E-04	0.001	-0.001	SI
2	-0.009	-0.006	0.005	0.012	NO
3	-0.008	0.01	0.01	-0.008	NO
4	-0.015	-0.008	0.034	-0.019	SI
5	-0.026	-0.013	0.015	0.033	NO
6	0.023	-0.028	-0.022	0.016	NO
7	-0.029	-0.012	0.021	0.021	NO
8	0.004	0.041	0.019	-0.033	SI
9	-0.036	0.022	0.016	-0.008	NO
10	-0.03	-0.028	0.009	0.039	NO
11	-0.026	0.039	0.035	-0.019	NO
12	0.003	0.022	-0.003	-0.021	NO
13	-0.031	0.003	2.00E-04	0.01	SI
14	-0.016	0.024	0.018	-0.009	NO
15	-0.008	0.004	-0.007	-0.01	SI

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo a los resultados de la Tabla 57, los modos 1, 4, 8, 13 y 15 presentan alabeo en losas.

3.7.1.9. Desplazamiento de Entrepiso.

Tabla 58
Desplazamientos laterales en la dirección X, sismo espectral considerando ISE y amortiguamiento de 6%

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_X Max	2.55	5.41	0.73	0.029	5.4	0.15	<0.5
D4	S_DIN_X Max	2.55	4.68	0.97	0.038	5.4	0.21	<0.5
D3	S_DIN_X Max	2.55	3.71	1.07	0.042	5.4	0.23	<0.5
D2	S_DIN_X Max	2.55	2.63	1.07	0.042	5.4	0.23	<0.5
D1	S_DIN_X Max	3.55	1.56	1.56	0.044	5.4	0.24	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 59
Desplazamientos laterales en la dirección Y, sismo espectral considerando ISE y amortiguamiento de 6%

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_Y Max	2.55	14.24	2.91	0.114	3.6	0.41	<0.5
D4	S_DIN_Y Max	2.55	11.32	2.94	0.115	3.6	0.42	<0.5
D3	S_DIN_Y Max	2.55	8.38	2.98	0.117	3.6	0.42	<0.5
D2	S_DIN_Y Max	2.55	5.41	2.61	0.103	3.6	0.37	<0.5
D1	S_DIN_Y Max	3.55	2.79	2.79	0.079	3.6	0.28	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.1.10. Cortante basal por sismo estático y dinámico considerando ISE y amortiguamiento de 6%.

Tabla 60
Cortantes finales por sismo estático y dinámico, considerando ISE y amortiguamiento de 6%.

Piso	Combo de diseño	VX (tonf)	VY (tonf)
1	S_EST_X	-134.70	0
1	S_EST_Y	0	-202.05
1	S_DIN_X Max	114.29	5.78
1	S_DIN_Y Max	8.64	167.30

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.2. Valores de rigidez para distintos tipos de suelo.

Para un mejor entendimiento de los efectos de la aplicación de la Interacción Suelo – Estructura, se aplicará la misma metodología de cálculo del ítem 3.7.1. Para los distintos tipos de suelo según la Tabla 61, seguidamente se comparará los resultados obtenidos.

Para esto se mantendrá el valor de $u = 0.30$, así como también los valores de la masa de la platea de cimentación halladas en el ítem 3.7.1., pero los valores de C_0 (balasto inicial) irán cambiando según los diferentes tipos de suelo, de esa manera obtendremos valores de rigidez para cada tipo de suelo, seguidamente introduciremos dichos valores al software de análisis para obtener diferentes valores de diseño, así como periodos de vibración, distorsiones de entrepiso, fuerzas de diseño.

Tabla 61
Coefficientes de rigidez para diferentes tipos de suelos

	C_0	K_x	K_y	K_z	$K_{\phi x}$	$K_{\phi y}$
S4	0.6	217,261.70	217,261.70	263,817.78	3,040,185.81	13,680,836.16
	0.8	289,682.27	289,682.27	351,757.04	4,053,581.08	18,241,114.87
S3	1	362,102.83	362,102.83	439,696.30	5,066,976.35	22,801,393.59
	1.2	434,523.40	434,523.40	527,635.55	6,080,371.62	27,361,672.31
	1.4	506,943.96	506,943.96	615,574.81	7,093,766.90	31,921,951.03
S2	1.6	579,364.53	579,364.53	703,514.07	8,107,162.17	36,482,229.75
	1.8	651,785.10	651,785.10	791,453.33	9,120,557.44	41,042,508.47
	2	724,205.66	724,205.66	879,392.59	10,133,952.71	45,602,787.19
	2.2	796,626.23	796,626.23	967,331.85	11,147,347.98	50,163,065.91
S1	2.6	941,467.36	941,467.36	1,143,210.37	13,174,138.52	59,283,623.34
	3	1,086,308.49	1,086,308.49	1,319,088.89	15,200,929.06	68,404,180.78
	8	2,896,822.65	2,896,822.65	3,517,570.36	40,535,810.83	182,411,148.75
	500	181,051,415.6	181,051,415.6	219,848,147.5	2,533,488,177.0	11,400,696,796.6

Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede apreciar en la Tabla 61, los valores de rigidez se determinaron para cada tipo de suelo, considerando también valores de 8 y 500, para un suelo de 4kg/cm^2 de capacidad portante y un suelo extremadamente resistente. Adicionalmente para un mejor entendimiento se obtuvieron los resultados para dos casos más, uno perfectamente empotrado y otro, con 0 grados de libertad.

Una vez introducidos los valores de rigidez al software, obtendremos los valores de diseño que mostramos a continuación:

Tabla 62
Periodos de diseño para diferentes tipos de suelo (I)

T	Co = 0.6	Co = 0.8	Co = 1.0	Co = 1.2	Co = 1.4	Co = 1.6	Co = 1.8	Co = 2.0
1	0.43	0.43	0.429	0.429	0.429	0.429	0.429	0.429
2	0.361	0.356	0.352	0.35	0.347	0.346	0.344	0.343
3	0.284	0.279	0.276	0.274	0.273	0.271	0.271	0.27
4	0.116	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115
5	0.097	0.094	0.093	0.092	0.091	0.09	0.09	0.09
6	0.084	0.082	0.08	0.079	0.078	0.078	0.077	0.077
7	0.047	0.046	0.046	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045
8	0.044	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.042	0.042
9	0.038	0.038	0.038	0.038	0.038	0.038	0.038	0.038
10	0.031	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
11	0.028	0.028	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027
12	0.025	0.025	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
13	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023
14	0.022	0.022	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021
15	0.021	0.02	0.019	0.019	0.019	0.018	0.018	0.018

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 63
Periodos de diseño para diferentes tipos de suelo (II)

T	Co = 2.2	Co = 2.6	Co = 3.0	Co = 8.0	Co = 500	Empotrado	Co = Restr.
1	0.429	0.429	0.429	0.429	0.429	0.319	0.429
2	0.342	0.341	0.339	0.334	0.329	0.258	0.329
3	0.269	0.268	0.268	0.265	0.263	0.216	0.263
4	0.115	0.115	0.115	0.114	0.114	0.086	0.114
5	0.089	0.089	0.088	0.087	0.086	0.076	0.086
6	0.076	0.076	0.076	0.074	0.073	0.06	0.073
7	0.044	0.044	0.044	0.044	0.043	0.043	0.043
8	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.039	0.042
9	0.038	0.037	0.037	0.037	0.037	0.030	0.037
10	0.03	0.03	0.03	0.03	0.029	0.029	0.029
11	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.026	0.027
12	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
13	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.021	0.023
14	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.019	0.021
15	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.015	0.018

Fuente: Elaboración Propia.

Obteniendo valores de desplazamiento (mm) de entrepiso, para diferentes valores de suelo.

Tabla 64

Desplazamientos de entrepiso en X, para diferentes tipos de suelo (I)

Nivel	Co = 0.6	Co = 0.8	Co = 1.0	Co = 1.2	Co = 1.4	Co = 1.6	Co = 1.8	Co = 2.0
	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R
5	1.552	1.554	1.550	1.546	1.544	1.542	1.542	1.540
4	2.069	2.069	2.065	2.058	2.056	2.054	2.050	2.048
3	2.287	2.281	2.272	2.268	2.264	2.260	2.257	2.255
2	2.296	2.287	2.276	2.268	2.262	2.257	2.253	2.251
1	2.841	2.610	2.470	2.378	2.311	2.260	2.222	2.190

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 65

Desplazamientos de entrepiso en X, para diferentes tipos de suelo (II)

Nivel	Co = 2.2	Co = 2.6	Co = 3.0	Co = 8.0	Co=500	Empotrado	Co=Restr.
	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R
5	1.537	1.537	1.535	1.529	1.525	1.311	1.525
4	2.048	2.044	2.041	2.035	2.029	1.709	2.029
3	2.253	2.249	2.247	2.234	2.228	1.883	2.228
2	2.247	2.245	2.240	2.228	2.219	1.855	2.219
1	2.166	2.127	2.099	1.984	1.915	1.322	1.914

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 66

Desplazamientos de entrepiso en Y, para diferentes tipos de suelo (I)

Nivel	Co=0.6	Co=0.8	Co=1.0	Co=1.2	Co=1.4	Co=1.6	Co=1.8	Co=2.0
	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R
5	4.214	4.172	4.139	4.111	4.090	4.072	4.056	4.042
4	4.259	4.216	4.182	4.156	4.132	4.115	4.098	4.086
3	4.309	4.264	4.230	4.200	4.177	4.158	4.142	4.128
2	3.798	3.752	3.717	3.690	3.668	3.648	3.632	3.617
1	3.352	3.098	2.940	2.830	2.750	2.688	2.639	2.599

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 67

Desplazamiento de entrepiso en Y, para diferentes tipos de suelo (II)

Nivel	Co = 2.2	Co = 2.6	Co = 3.0	Co = 8.0	Co=500	Empotrado	Co=Restr.
	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R	Der. * R
5	4.031	4.011	3.997	3.919	3.860	3.411	3.858
4	4.074	4.055	4.038	3.961	3.901	3.563	3.901
3	4.115	4.096	4.080	4.001	3.940	3.640	3.939
2	3.606	3.584	3.568	3.488	3.428	3.306	3.426
1	2.565	2.512	2.472	2.297	2.179	1.841	2.177

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 68
Fuerzas internas del elemento MY16, para diferentes tipos de suelo en X-X (ton,m)

Co	Combo de diseño	P	V2	M3
Co=0.6	S_DIN_X Max	103.006	15.666	28.836
Co=0.8	S_DIN_X Max	102.139	15.452	28.562
Co=1.0	S_DIN_X Max	101.550	15.315	28.375
Co=1.2	S_DIN_X Max	101.136	15.220	28.241
Co=1.4	S_DIN_X Max	100.830	15.150	28.140
Co=1.6	S_DIN_X Max	100.594	15.096	28.062
Co=1.8	S_DIN_X Max	100.408	15.053	27.999
Co=2.0	S_DIN_X Max	100.256	15.019	27.947
Co=2.2	S_DIN_X Max	100.131	14.990	27.904
Co=2.6	S_DIN_X Max	100.131	14.990	27.904
Co=3.0	S_DIN_X Max	99.793	14.913	27.784
Co=8.0	S_DIN_X Max	99.199	14.776	27.563
Co=500.0	S_DIN_X Max	98.846	14.693	27.420
Co=Restr.	S_DIN_X Max	98.840	14.692	27.418

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 69
Fuerzas internas del elemento MY16, para diferentes tipos de suelo en Y-Y (ton,m)

Co	Combo de diseño	P	V2	M3
Co=0.6	S_DIN_Y Max	187.784	46.142	124.278
Co=0.8	S_DIN_Y Max	186.912	45.757	123.566
Co=1.0	S_DIN_Y Max	186.340	45.507	123.101
Co=1.2	S_DIN_Y Max	185.943	45.331	122.771
Co=1.4	S_DIN_Y Max	185.650	45.198	122.523
Co=1.6	S_DIN_Y Max	185.424	45.095	122.329
Co=1.8	S_DIN_Y Max	185.245	45.012	122.172
Co=2.0	S_DIN_Y Max	185.098	44.943	122.043
Co=2.2	S_DIN_Y Max	184.977	44.886	121.935
Co=2.6	S_DIN_Y Max	184.977	44.886	121.935
Co=3.0	S_DIN_Y Max	184.643	44.726	121.634
Co=8.0	S_DIN_Y Max	184.031	44.424	121.056
Co=500.0	S_DIN_Y Max	183.635	44.221	120.664
Co=Restr.	S_DIN_Y Max	183.628	44.217	120.657

Fuente: Elaboración Propia.

De los resultados, mostrados mediante las tablas 62 a 69, realizamos la comparación mediante Figuras, para un entendimiento más claro.

Comparación de Periodos de vibración (seg.), para diferentes tipos de suelos:

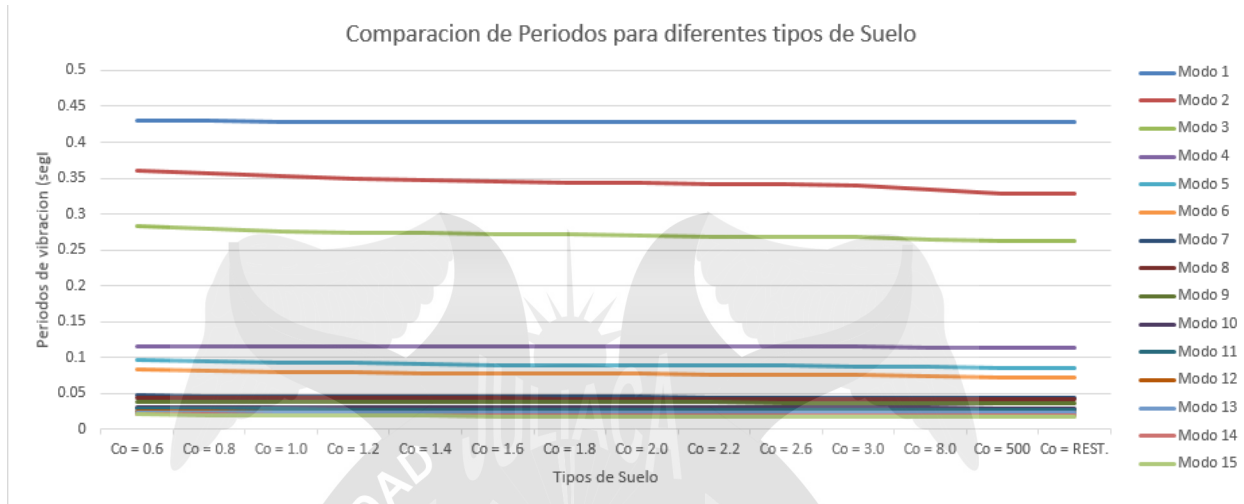


Figura 81. Comparación de periodos de vibración, para diferentes tipos de suelo (Fuente: Elaboración Propia)

Comparación de Desplazamientos en el primer nivel para sismo moderado en dirección X, para los diferentes tipos de suelos, descritos anteriormente.

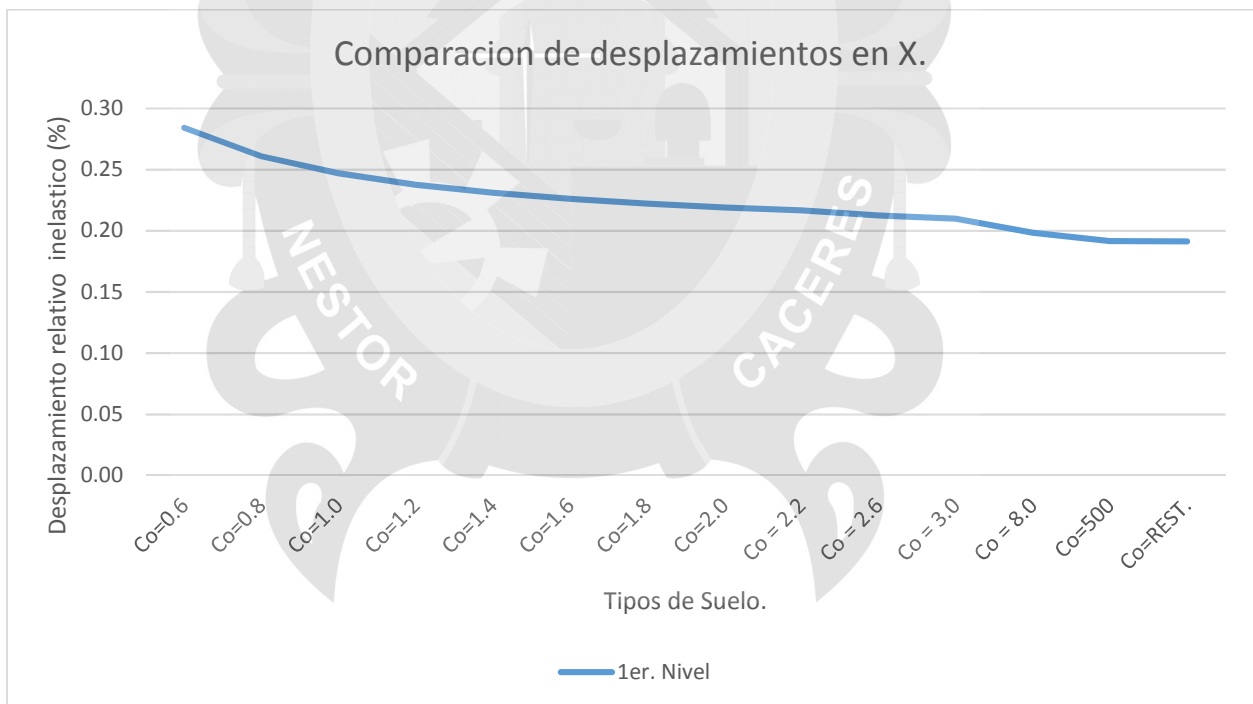


Figura 82. Comparación de desplazamientos en X, para diferentes tipos de suelo (Fuente: Elaboración Propia)

Comparación de Desplazamientos en el primer nivel para sismo moderado en dirección Y, para los diferentes tipos de suelos, descritos anteriormente.

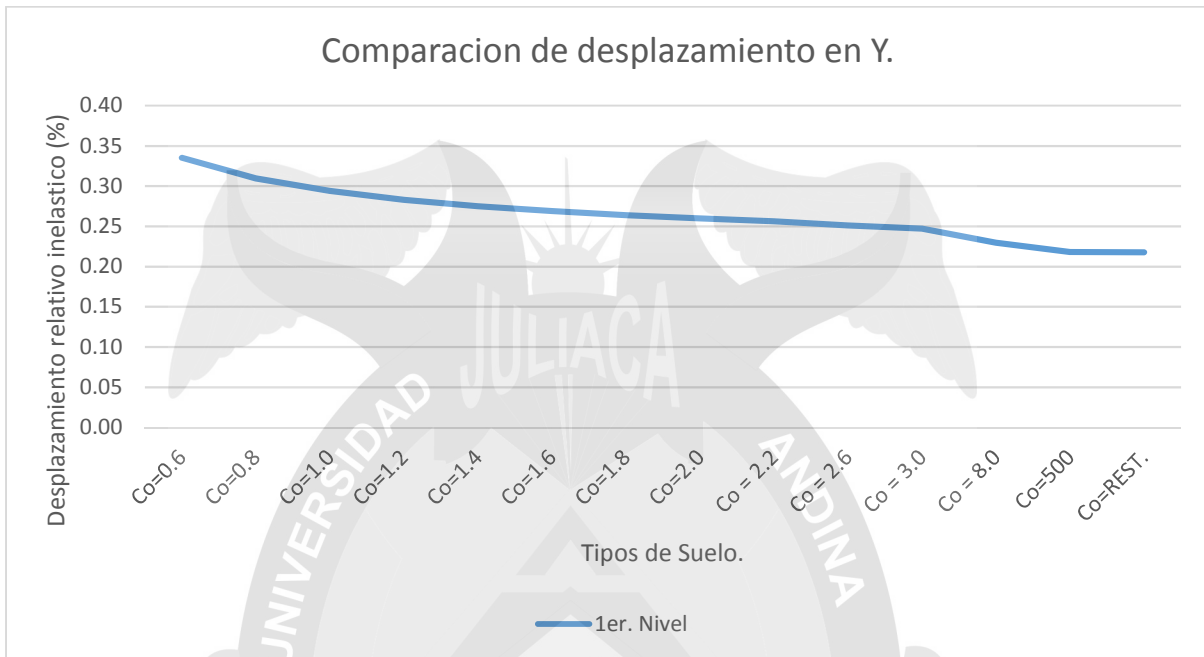


Figura 83. Comparación de desplazamientos en Y, para diferentes tipos de suelo (Fuente: Elaboración Propia)

Comparación de esfuerzo axial (ton), del elemento MY16, para diferentes tipos de suelo:

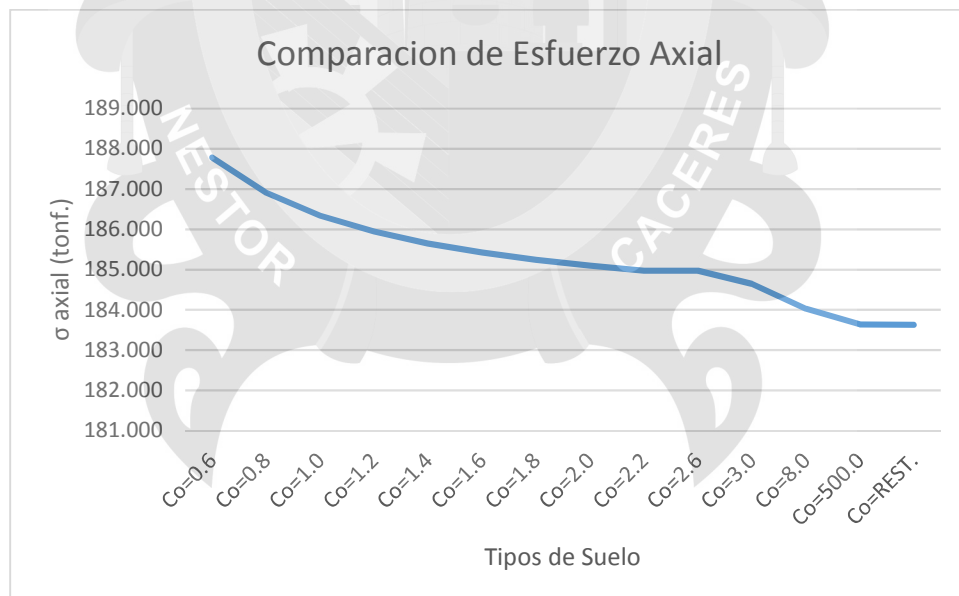


Figura 84. Comparación de esfuerzo axial, para diferentes tipos de suelo (Fuente: Elaboración Propia)

Comparación de esfuerzo cortante (ton), del elemento MY16, para diferentes tipos de suelo:

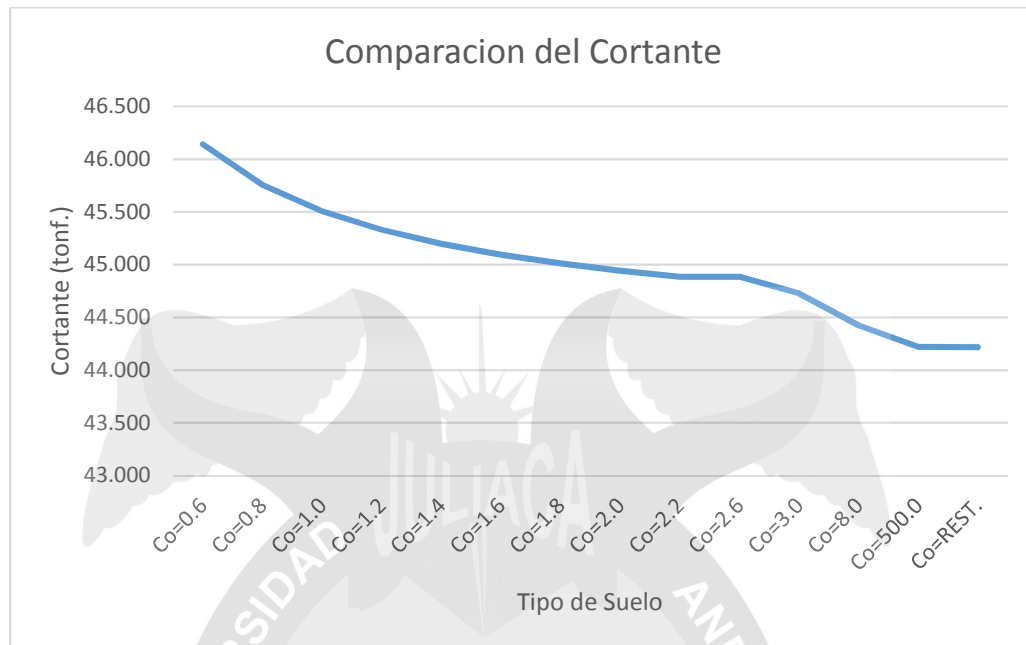


Figura 85. Comparación de cortante, para diferentes tipos de suelo (Fuente: Elaboración Propia)

Comparación de momento flector (ton-m), del elemento MY16, para diferentes tipos de suelo:

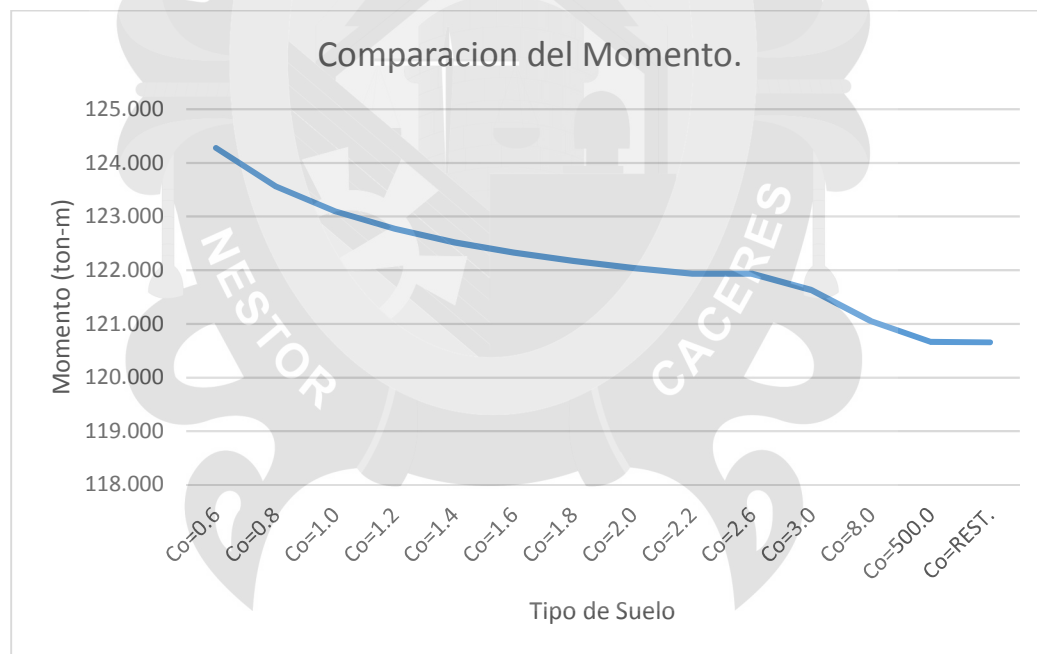


Figura 86. Comparación de momento, para diferentes tipos de suelo (Fuente: Elaboración Propia)

3.8. Análisis Sísmico Aproximado (Método de Cálculo Manual).

Al ser una comparación de los resultados de análisis se usará la misma estructuración detallada anteriormente, igual que el predimensionamiento de los elementos.

El metrado de cargas se ha ejecutado para cada muro, adoptando áreas de influencia (A), donde además esta detallado en la tabla el valor de la carga P, cada área de influencia. A esta carga se ha agregado todas las cargas muertas que actúan en dicha área de análisis como son: el peso del muro, peso de la solera, alfeizar o viga peraltada.

La carga asignada por área de influencia será:

Para losas de 2do a 5to nivel $\Rightarrow P = 0.15 \cdot 2.4 + 0.1 + 0.25 \cdot 0.25 = 0.523 \text{ ton/m}^2$.

Para losa de azotea $\Rightarrow P = 0.15 \cdot 2.4 + 0.1 + 0.10 \cdot 0.25 = 0.485 \text{ ton/m}^2$.

Tabla 70
Área de influencia y carga P, para muros en X

Muro	Área	P(ton)
MX1	1.57	0.821
MX2	3.18	1.662
MX3	5.99	3.130
MX4	5.10	2.665
MX5	3.03	1.583
MX6	4.08	2.132
MX7	8.28	4.326
MX8	1.72	0.899
MX9	2.74	1.432
MX10	4.65	2.430
MX11	2.94	1.536
MX12	4.61	2.409
MX13	7.06	3.689
MX14	3.48	1.818
MX15	1.23	0.643
MX16	2.13	1.113
MX17	8.62	4.504
MX18	3.54	1.850
MX19	2.80	1.463
MX20	0.77	0.402

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 71
Área de influencia y carga P , para muros en Y

Muro	Área	P(ton)
MY1	5.57	2.910
MY2	3.42	1.787
MY3	4.21	2.200
MY4	2.55	1.332
MY5	2.97	1.552
MY6	4.66	2.435
MY7	4.20	2.195
MY8	3.88	2.027
MY9	5.41	2.827
MY10	5.53	2.889
MY11	7.72	4.034
MY12	2.58	1.348
MY13	3.92	2.048
MY14	4.45	2.325
MY15	1.91	0.998
MY16	2.15	1.123

Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 72 y 73, se muestra la carga total en piso típico (W), la carga acumulada en el 1er entrepiso, dicha carga es el resultado de peso de la losa multiplicada por el peso por área de la losa hallado anteriormente, el peso propio del muro analizado, peso de la tabiquería correspondiente según su área de influencia, para luego hallar el esfuerzo de compresión $\sigma_m = \frac{Pm}{L \cdot t}$ resultante.

Cargas Directas

Muros:

-Peso de los muros de albañilería de sogá (13 cm) con 1 cm de tarrajeo: $1.8 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.274 \text{ ton/m}^2$.

-Peso de los muros de albañilería de cabeza (23 cm) con 1 cm de tarrajeo: $1.8 \times 0.23 + 2.0 \times 0.02 = 0.454 \text{ ton/m}^2$.

-Peso de los muros de concreto (15 cm) sin tarrajeo: $2.4 \times 0.15 = 0.36 \text{ ton/m}^2$.

Tabla 72
Peso total y esfuerzo axial en muros en X

Muro	PT	Espesor (m)	Longitud (m)	Σ (ton)
MX1	15.10	0.13	2.80	41.47
MX2	23.64	0.13	3.70	49.14
MX3	42.53	0.13	6.13	53.36
MX4	23.16	0.13	2.80	63.64
MX5	18.72	0.13	2.30	62.59
MX6	20.76	0.13	2.85	56.02
MX7	28.64	0.15	1.50	127.27
MX8	11.92	0.13	1.23	74.56
MX9	14.55	0.13	1.25	89.52
MX10	20.65	0.13	1.75	90.78
MX11	16.52	0.13	1.60	79.44
MX12	21.49	0.23	1.60	58.40
MX13	29.69	0.13	2.80	81.57
MX14	19.04	0.13	2.05	71.43
MX15	9.19	0.13	1.35	52.35
MX16	15.90	0.13	1.20	101.91
MX17	38.26	0.13	4.48	65.70
MX18	25.04	0.13	3.85	50.02
MX19	37.45	0.13	7.58	38.00
MX20	12.14	0.15	2.05	39.48

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 73
Peso total y esfuerzo axial en muros en Y

Muro	PT	Espesor (m)	Longitud (m)	Σ (ton)
MY1	39.52	0.13	6.07	50.08
MY2	24.12	0.13	4.00	46.39
MY3	18.51	0.13	2.15	66.23
MY4	17.44	0.13	2.70	49.69
MY5	15.21	0.13	1.75	66.87
MY6	24.36	0.13	3.07	61.04
MY7	16.32	0.13	1.50	83.67
MY8	23.05	0.23	1.50	66.80
MY9	23.05	0.13	1.90	93.31
MY10	26.30	0.23	1.50	76.22
MY11	35.14	0.23	2.57	59.44
MY12	13.46	0.13	1.90	54.50
MY13	17.20	0.15	1.50	76.44
MY14	19.99	0.15	1.60	83.31
MY15	13.86	0.15	1.90	48.62
MY16	16.39	0.15	1.90	57.49

Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 74 se puede apreciar que con las cargas causantes en cada nivel y conociéndose la posición "Xi" e "Yi", del centroide de cada muro, se halló el centro de gravedad (CG), de la planta:

Tabla 74
Fuerzas de inercia sísmica en X e Y

Muro	Pt	Xi	Yi	Pt*Xi	Pt*Yi
MX1	15.096	1.400	0.075	21.134	1.132
MX2	23.638	6.100	0.075	144.193	1.773
MX3	42.525	15.963	0.075	678.825	3.189
MX4	23.163	1.400	1.925	32.429	44.589
MX5	18.715	8.950	1.925	167.495	36.025
MX6	20.757	5.075	2.625	105.342	54.487
MX7	28.635	16.475	3.275	471.768	93.781
MX8	11.921	19.488	3.275	232.324	39.043
MX9	14.546	4.275	4.625	62.185	67.276
MX10	20.652	12.175	4.625	251.433	95.514
MX11	16.523	7.150	5.275	118.138	87.157
MX12	21.490	9.700	5.275	208.456	113.361
MX13	29.692	4.050	5.995	120.252	178.003
MX14	19.037	19.913	5.995	379.076	114.124
MX15	9.187	7.025	7.045	64.539	64.723
MX16	15.899	9.500	7.045	151.037	112.006
MX17	38.263	16.788	7.045	642.364	269.565
MX18	25.036	4.575	9.845	114.542	246.484
MX19	37.445	15.088	9.845	564.974	368.648
MX20	12.140	19.900	9.845	241.586	119.518
MY1	39.519	0.075	3.035	2.964	119.941
MY2	24.124	2.725	7.920	65.739	191.064
MY3	18.512	3.725	3.625	68.956	67.105
MY4	17.440	4.325	1.350	75.426	23.543
MY5	15.214	6.425	3.425	97.749	52.107
MY6	24.362	6.425	6.735	156.525	164.077
MY7	16.315	7.875	2.600	128.479	42.418
MY8	23.046	11.375	2.600	262.147	59.919
MY9	23.048	11.375	7.320	262.171	168.711
MY10	26.296	12.975	2.600	341.185	68.368
MY11	35.137	14.625	5.835	513.875	205.023
MY12	13.462	14.625	8.970	196.877	120.751
MY13	17.200	17.150	0.750	294.981	12.900
MY14	19.993	18.950	4.000	378.871	79.973
MY15	13.855	18.950	8.970	262.561	124.284
MY16	16.386	20.850	8.970	341.646	146.982

Fuente: Elaboración Propia.

$$\begin{aligned}\Sigma w_i &= 788.268 & \Sigma w_i * X_i &= 8222.243 \\ \Sigma w_i * Y_i &= 3757.568\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma w_i * X_i / \Sigma w_i &= 10.4307659 \\ \Sigma w_i * Y_i / \Sigma w_i &= 4.76686412\end{aligned}$$

Como se puede apreciar en la Tabla 74, el centro de gravedad se determinó de manera general para ambos sentidos, ya que el peso de la estructura será indiferente a las direcciones de análisis, el centro de gravedad de la estructura es:

$$(10.43, 4.77)$$

Análisis sísmico.

De la Tabla 74, se muestra la sumatoria de los pesos de cada muro en el primer piso, se obtuvo el peso sísmico del edificio (25% s/c), $P=788.26$ ton, con lo cual el cortante basal en X e Y, es:

El cortante estático en la base "V" del Edificio, es calculado mediante la aplicación de la expresión que mostramos a continuación:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Entonces nos queda como ecuación:

$$\begin{aligned}V &= \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.2}{5.4} * P \\ V &= 0.194444 * P\end{aligned}$$

Donde P, es el peso total de la estructura considerando el 25% de la sobrecarga.

$$\begin{aligned}V &= 0.194444 * 788.26 \\ V &= 153.27 \text{ ton.}\end{aligned}$$

Seguidamente, calcularemos la distribución de la fuerza sísmica en altura, para ellos aplicaremos la fórmula del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$F_i = \alpha_i * V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde “n” es el número de pisos del edificio, k está relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura, en la dirección considerada.

$$T = \frac{13.75}{60}$$

$$T = 0.229 \text{ seg.}$$

$$\text{Si } T \leq 0.5 \text{ seg} \Rightarrow k = 1$$

$$\text{Si } T > 0.5 \text{ seg} \Rightarrow k = (0.75 + 0.5T)$$

$$k_x = k_y = 1.0$$

Entonces:

Peso Sísmico: P1 = 196.91 ton +
P2 = 152.03 ton
P3 = 152.03 ton
P4 = 152.03 ton
P5 = 135.26 ton
PT = 788.26 ton

$$\alpha_1 = \frac{196.91(3.55)^1}{196.91(3.55) + 152.03(6.1 + 8.65 + 11.2) + 135.26(13.75)} = \frac{699.03}{6504.03} = 0.10748$$

$$\alpha_2 = \frac{927.38}{6504.03} = 0.14259$$

$$\alpha_3 = \frac{1315.06}{6504.03} = 0.20219$$

$$\alpha_4 = \frac{1702.74}{6504.03} = 0.2618$$

$$\alpha_5 = \frac{1859.83}{6504.03} = 0.28595$$

$$F1 = \alpha_1 * V = 0.10748 * 153.27 = 16.47 \text{ ton.}$$

$$F2 = \alpha_2 * V = 0.14259 * 153.27 = 21.85 \text{ ton.}$$

$$F3 = \alpha_3 * V = 0.20219 * 153.27 = 30.99 \text{ ton.}$$

$$F4 = \alpha_4 * V = 0.2618 * 153.27 = 40.13 \text{ ton.}$$

$$F5 = \alpha_5 * V = 0.28595 * 153.27 = 43.83 \text{ ton.}$$

Características del material:

$$-E_c = 2'173706.51 \text{ ton/m}^2.$$

$$-E_m = 300,000 \text{ ton/m}^2.$$

$$-G_m = 12,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$-v = 0.25$$

Análisis Sísmico Aproximado (Manual)

$$K = \frac{E}{\frac{h^3}{3I} + fh(E/G)/A}$$

Una vez calculado K se halló el centro de rigidez lateral (CR), aplicando para los muros orientados en la dirección X e Y, la fórmula: $Y_{cr} = \sum Ki * Yi / \sum Ki$ y $X_{cr} = \sum Ki * Xi / \sum Ki$

$$n = E_c/E_m$$

$$n = 2'173,706.51/300,00 = 7.246$$

$$t = 0.13 \text{ m}$$

La rigidez lateral (K), de cada muro, se calculó suponiendo que los muros del primer entrecapso actuaban en voladizo, con una altura de 3.55 m. Considerando la deformación por corte más la de flexión se tiene:

$$\sum Ki = 13261.148$$

$$\sum Ki * Yi = 72174.329$$

$$\sum Ki * Yi / \sum Ki = 5.443$$

$$\sum Ki = 9785.278$$

$$\sum Ki * Xi = 100107.724$$

$$\sum Ki * Xi / \sum Ki = 10.230$$

Tabla 75
Cálculo de centro de rigidez en X.

Muro	A (m ²)	I (m ⁴)	f	Ki (t/m)	Yi (m)	Ki*Yi
MX1	0.364	0.238	1	454.965	0.075	34.122
MX2	0.481	0.549	1	954.030	0.075	71.552
MX3	0.797	2.495	1	2299.094	0.075	172.432
MX4	0.364	0.238	1	454.965	1.925	875.807
MX5	0.299	0.132	1	259.080	1.925	498.730
MX6	0.371	0.251	1	478.057	2.625	1254.901
MX7*	0.225	0.042	1	611.606	3.275	2003.011
MX8	0.160	0.020	1	40.476	3.275	132.560
MX9	0.163	0.021	1	42.478	4.625	196.460
MX10	0.228	0.058	1	115.887	4.625	535.975
MX11	0.208	0.044	1	88.777	5.275	468.299
MX12	0.368	0.079	1	155.260	5.275	818.998
MX13	0.364	0.238	1	454.965	5.995	2727.514
MX14	0.267	0.093	1	185.012	5.995	1109.147
MX15	0.176	0.027	1	53.470	7.045	376.699
MX16	0.156	0.019	1	37.593	7.045	264.844
MX17	0.582	0.974	1	1464.949	7.045	10320.563
MX18	0.501	0.618	1	1050.263	9.845	10339.836
MX19	0.985	4.718	1	2519.695	9.845	24806.396
MX20*	0.308	0.108	1	1540.526	9.845	15166.482

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 76
Cálculo de centro de rigidez en Y.

Muro	A (m ²)	I (m ⁴)	f	Ki (t/m)	Xi (m)	Ki*Xi
MY1	0.789	2.423	1	2279.918	0.075	170.994
MY2	0.520	0.693	1	1148.366	2.725	3129.297
MY3	0.280	0.108	1	212.778	3.725	792.597
MY4	0.351	0.213	1	410.663	4.325	1776.116
MY5	0.228	0.058	1	115.887	6.425	744.571
MY6	0.399	0.313	1	586.879	6.425	3770.697
MY7	0.195	0.037	1	73.241	7.875	576.773
MY8	0.345	0.065	1	128.424	11.375	1460.828
MY9	0.247	0.074	1	147.864	11.375	1681.953
MY10	0.345	0.065	1	128.424	12.975	1666.307
MY11	0.591	0.325	1	587.277	14.625	8588.932
MY12	0.247	0.074	1	147.864	14.625	2162.511
MY13*	0.225	0.042	1	611.606	17.15	10489.051
MY14*	0.240	0.051	1	741.086	18.95	14043.587
MY15*	0.285	0.086	1	1232.500	18.95	23355.879
MY16*	0.285	0.086	1	1232.500	20.85	25697.630

Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede apreciar en las Tablas 75 y 76, el centro de rigidez lateral (CR), aplicado para los muros orientados en la dirección X e Y, es:

Para análisis sísmico en la dirección X e Y la excentricidad accidental es: $E_a: 0.05 \cdot A = 0.05 \cdot 20.95 = 1.048\text{m.}$, $0.05 \cdot B = 0.05 \cdot 9.92 = 0.496\text{m.}$, respectivamente.

Finalmente, en centro de rigidez lateral (CR), es $CR_x = 10.23 + 1.048 = 11.278$, $CR_y = 5.443 + 0.496 = 5.94$

(11.28, 5.94)

Luego la rigidez torsional (R_T), en el primer entrepiso del edificio fue calculada con la formula $R_T = \sum K_i \cdot R_i^2$, donde R_i es la distancia desde CR al muro "i", según la Figura 88.

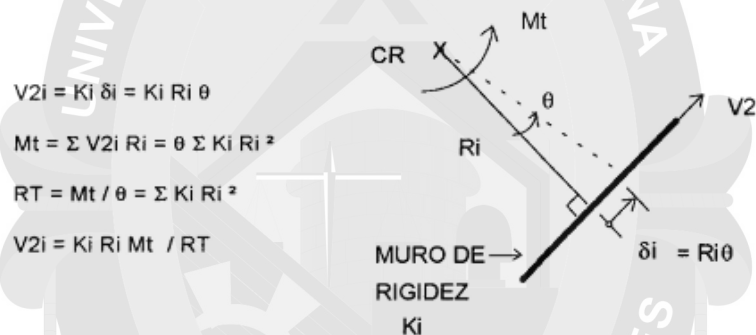


Figura 87. Deducción de la fuerza cortante inducida por torsión (Fuente: Ángel San Bartolomé, Construcciones de albañilería, p75)

La fuerza cortante en el muro "i", producida por la torsión V_{2i} , fue calculada aplicando la expresión $V_{2i} = K_i \cdot R_i$, contemplando ya la excentricidad accidental como se detalló anteriormente.

La cortante traslacional en el muro "i", (V_{1i}) se determinó aplicando $V_{1i} = K_i \cdot V / \sum K_i$; luego el cortante basal total en cada muro (V_{ti}), se halló como: $V_{ti} = V_{1i} + V_{2i}$.

Tabla 77

Cálculo de fuerza cortante V2i, cortante traslacional V1i y cortante basal Vti, de los muros en X.

Muro	Ki (t/m)	Ri (m)	V2i (ton)	V1i (ton)	Vti (ton)
MX1	454.965	5.864	0.03	5.26	5.29
MX2	954.030	5.864	0.06	11.03	11.08
MX3	2,299.094	5.864	0.13	26.57	26.71
MX4	454.965	4.014	0.02	5.26	5.28
MX5	259.080	4.014	0.01	2.99	3.00
MX6	478.057	2.664	0.01	5.53	5.54
MX7*	611.606	2.664	0.02	7.07	7.09
MX8	40.476	2.664	0.00	0.47	0.47
MX9	42.478	1.314	0.00	0.49	0.49
MX10	115.887	1.314	0.00	1.34	1.34
MX11	88.777	0.664	0.00	1.03	1.03
MX12	155.260	0.664	0.00	1.79	1.80
MX13	454.965	-0.056	0.00	5.26	5.26
MX14	185.012	-0.056	0.00	2.14	2.14
MX15	53.470	-1.106	0.00	0.62	0.62
MX16	37.593	-1.106	0.00	0.43	0.43
MX17	1,464.949	-1.106	-0.02	16.93	16.92
MX18	1,050.263	-3.906	-0.04	12.14	12.10
MX19	2,519.695	-3.906	-0.10	29.12	29.02
MX20*	1,540.526	-3.906	-0.06	17.81	17.74

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 78

Cálculo de fuerza cortante V2i, cortante traslacional V1i y cortante basal Vti, de los muros en Y.

Muro	Ki (t/m)	Ri (ton)	V2i (ton)	V1i (ton)	Vti (ton)
MY1	2279.918	11.205	0.255	35.711	35.97
MY2	1148.366	8.555	0.098	17.987	18.09
MY3	212.778	7.555	0.016	3.333	3.35
MY4	410.663	6.955	0.029	6.432	6.46
MY5	115.887	4.855	0.006	1.815	1.82
MY6	586.879	4.855	0.028	9.192	9.22
MY7	73.241	3.405	0.002	1.147	1.15
MY8	128.424	-0.095	0.000	2.012	2.01
MY9	147.864	-0.095	0.000	2.316	2.32
MY10	128.424	-1.695	-0.002	2.012	2.01
MY11	587.277	-3.345	-0.020	9.199	9.18
MY12	147.864	-3.345	-0.005	2.316	2.31
MY13*	611.606	-5.87	-0.036	9.580	9.54
MY14*	741.086	-7.67	-0.057	11.608	11.55
MY15*	1232.500	-7.67	-0.095	19.305	19.21
MY16*	1232.500	-9.57	-0.118	19.305	19.19

Fuente: Elaboración Propia.

$$RT = \Sigma K_i \cdot R_i^2 = 5'033,903.53 \text{ t} - \text{m}$$

Conclusiones de la comparación de análisis.

En la Tabla 79, se muestran los valores de fuerzas cortantes estáticas en la base para el elemento MY16, del análisis computacional (estático) y análisis sísmico manual, para la dirección X.

Tabla 79
Comparación de fuerzas cortantes estáticas en la base del análisis computacional y análisis manual en X.

Muro	Vti (ton) manual	Vti (ton) comp.
MX1	5.29	4.44
MX2	11.08	7.04
MX3	26.71	13.22
MX4	5.28	5.25
MX5	3.00	3.50
MX6	5.54	6.38
MX7*	7.09	6.66
MX8	0.47	1.03
MX9	0.49	0.63
MX10	1.34	1.74
MX11	1.03	2.03
MX12	1.80	2.29
MX13	5.26	5.01
MX14	2.14	1.77
MX15	0.62	1.28
MX16	0.43	0.65
MX17	16.92	11.52
MX18	12.10	5.99
MX19	29.02	22.37
MX20*	17.74	27.29

Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 80, se muestran los valores de fuerzas cortantes estáticas en la base para el elemento MY16, del análisis computacional (estático) y análisis sísmico manual, para la dirección Y.

Tabla 80
Comparación de fuerzas cortantes estáticas en la base del análisis computacional y análisis manual en Y.

Muro	Vti (ton) manual	Vti (ton) comp.
MY1	35.97	25.64
MY2	18.09	18.59
MY3	3.35	8.71
MY4	6.46	12.60
MY5	1.82	4.73
MY6	9.22	10.89
MY7	1.15	2.44
MY8	2.01	2.34
MY9	2.32	3.34
MY10	2.01	2.69
MY11	9.18	13.56
MY12	2.31	5.58
MY13*	9.54	15.40
MY14*	11.55	15.53
MY15*	19.21	28.04
MY16*	19.19	26.16

Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

4.1 Comparación de Desplazamientos.

4.1.1. Desplazamiento debido al sismo en "X" e "Y" (amortiguación $\xi=5\%$)

Tabla 81

Desplazamientos laterales en X, sismo espectral, amortiguamiento 5%.

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_X Max	2.55	4.012	0.611	0.024	5.4	0.13	<0.5
D4	S_DIN_X Max	2.55	3.401	0.797	0.031	5.4	0.17	<0.5
D3	S_DIN_X Max	2.55	2.604	0.880	0.035	5.4	0.19	<0.5
D2	S_DIN_X Max	2.55	1.724	0.865	0.034	5.4	0.18	<0.5
D1	S_DIN_X Max	3.55	0.859	0.859	0.024	5.4	0.13	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 82

Desplazamientos laterales en Y, sismo espectral, amortiguamiento 5%.

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_Y Max	2.55	11.657	2.413	0.095	3.6	0.34	<0.5
D4	S_DIN_Y Max	2.55	9.244	2.522	0.099	3.6	0.36	<0.5
D3	S_DIN_Y Max	2.55	6.722	2.574	0.101	3.6	0.36	<0.5
D2	S_DIN_Y Max	2.55	4.148	2.338	0.092	3.6	0.33	<0.5
D1	S_DIN_Y Max	3.55	1.810	1.810	0.051	3.6	0.18	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.2. Desplazamiento debido al sismo en "X" e "Y" (amortiguación $\xi=6\%$)

Tabla 83

Desplazamientos laterales en X, sismo espectral, amortiguamiento 6%.

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_X Max	2.55	4.060	0.619	0.024	5.4	0.13	<0.5
D4	S_DIN_X Max	2.55	3.441	0.807	0.032	5.4	0.17	<0.5
D3	S_DIN_X Max	2.55	2.634	0.889	0.035	5.4	0.19	<0.5
D2	S_DIN_X Max	2.55	1.745	0.876	0.034	5.4	0.19	<0.5
D1	S_DIN_X Max	3.55	0.869	0.869	0.024	5.4	0.13	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 84
Desplazamientos laterales en Y, sismo espectral, amortiguamiento 6%.

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_Y Max	2.55	11.675	2.416	0.095	3.6	0.34	<0.5
D4	S_DIN_Y Max	2.55	9.259	2.524	0.099	3.6	0.36	<0.5
D3	S_DIN_Y Max	2.55	6.735	2.578	0.101	3.6	0.36	<0.5
D2	S_DIN_Y Max	2.55	4.157	2.342	0.092	3.6	0.33	<0.5
D1	S_DIN_Y Max	3.55	1.815	1.815	0.051	3.6	0.18	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.3. Desplazamiento debido al sismo en "X" e "Y" con interacción suelo estructura (modelo Barkan – Savinov, amortiguación $\xi=6\%$)

Tabla 85
Desplazamientos laterales en X, sismo espectral, considerando ISE y amortiguamiento 6%.

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_X Max	2.55	5.41	0.73	0.029	5.4	0.15	<0.5
D4	S_DIN_X Max	2.55	4.68	0.97	0.038	5.4	0.21	<0.5
D3	S_DIN_X Max	2.55	3.71	1.07	0.042	5.4	0.23	<0.5
D2	S_DIN_X Max	2.55	2.63	1.07	0.042	5.4	0.23	<0.5
D1	S_DIN_X Max	3.55	1.56	1.56	0.044	5.4	0.24	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 86
Desplazamientos laterales en Y, sismo espectral, considerando ISE y amortiguamiento 6%.

Diafragma	Combo de diseño	h entrepiso (m)	d absoluto (mm)	d relativo (mm)	Deriva= dr/he (%)	R	Der. * R (%)	E 030 (%)
D5	S_DIN_Y Max	2.55	14.24	2.91	0.114	3.6	0.41	<0.5
D4	S_DIN_Y Max	2.55	11.32	2.94	0.115	3.6	0.42	<0.5
D3	S_DIN_Y Max	2.55	8.38	2.98	0.117	3.6	0.42	<0.5
D2	S_DIN_Y Max	2.55	5.41	2.61	0.103	3.6	0.37	<0.5
D1	S_DIN_Y Max	3.55	2.79	2.79	0.079	3.6	0.28	<0.5

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.4. Comparación de los desplazamientos de piso entre análisis dinámico espectral con amortiguamiento de 5%, análisis dinámico espectral considerando ISE con amortiguamiento de 6%.

Tabla 87

Comparación de desplazamientos por sismo dinámico espectral con amortiguamiento de 5% y 6%.

Dirección X				Dirección Y			
Diafragma	Esp. 5%	Esp. 6%	Variación	Diafragma	Esp. 5%	Esp. 6%	Variación
D5	1.29	1.31	101.31%	D5	3.41	3.41	100.12%
D4	1.69	1.71	101.25%	D4	3.56	3.56	100.08%
D3	1.86	1.88	101.02%	D3	3.63	3.64	100.16%
D2	1.83	1.86	101.27%	D2	3.30	3.31	100.17%
D1	1.31	1.32	101.16%	D1	1.84	1.84	100.28%
Promedio=			101.20%	Promedio=			100.16%

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 88

Comparación de desplazamientos por sismo dinámico espectral con amortiguamiento de 5% y considerando ISE con amortiguamiento de 6%.

Dirección X				Dirección Y			
Diafragma	Esp. 5%	ISE 6%	Variación	Diafragma	Esp. 5%	ISE 6%	Variación
D5	1.29	1.55	119.48%	D5	3.41	4.11	120.68%
D4	1.69	2.06	121.96%	D4	3.56	4.16	116.73%
D3	1.86	2.27	121.70%	D3	3.63	4.20	115.58%
D2	1.83	2.27	123.82%	D2	3.30	3.69	111.80%
D1	1.31	2.38	181.96%	D1	1.84	2.83	154.20%
Promedio=			133.78%	Promedio=			123.80%

Fuente: Elaboración Propia.

4.2. Comparación de Fuerzas Internas.

4.2.1. Fuerzas internas debido al sismo en "X" e "Y" (amortiguación $\xi=5\%$)

Para ambos análisis sísmicos las fuerzas internas máximas, que es la que analizaremos surgen del muro más esforzado axialmente el cual es el elemento MY16, en el primer nivel, las fuerzas internas máximas son:

Tabla 89

Fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral en dirección X, amortiguamiento 5%.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	M3
				tonf	tonf	tonf-m
Story1	MY16	S_DIN_X Max	Bottom	103.06	15.95	40.66

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 90

Fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral en dirección Y, amortiguamiento 5%.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	M3
				Tonf	tonf	tonf-m
Story1	MY16	S_DIN_Y Max	Bottom	239.54	57.92	154.37

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.2. Fuerzas internas debido al sismo en "X" e "Y" con interacción suelo estructura (modelo Barkan – Savinov, amortiguación $\xi=6\%$)

Para ambos análisis sísmicos las fuerzas internas máximas, que es la que analizaremos surgen del muro más esforzado axialmente el cual es el elemento MY16, en el primer nivel, las fuerzas internas máximas son:

Tabla 91

Fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral considerando ISE en dirección X, amortiguamiento 6%.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	M3
				Tonf	tonf	tonf-m
Story1	MY16	S_DIN_X Max	Bottom	107.20	16.13	29.94

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 92

Fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral considerando ISE en dirección Y, amortiguamiento 6%.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	M3
				Tonf	tonf	tonf-m
Story1	MY16	S_DIN_Y Max	Bottom	202.68	49.41	133.82

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.3. Comparación de las fuerzas internas del elemento MY16, entre análisis dinámico espectral con amortiguamiento de 5%, análisis dinámico espectral considerando ISE, con amortiguamiento de 6%.

Tabla 93

Comparación de fuerzas internas del elemento MY16, con sismo espectral con amortiguamiento de 5%, y sismo espectral considerando ISE, con amortiguamiento de 6%.

SISMO X				SISMO Y			
Elemento	Esp. 5%	ISE. 6%	Variación	Elemento	Esp. 5%	ISE. 6%	Variación
P	103.057	107.204	104%	P	239.542	202.678	85%
V	15.948	16.133	101%	V	57.921	49.410	85%
M	40.660	29.935	74%	M	154.369	133.820	87%
Promedio			93%	Promedio			86%

Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO V. DISEÑO ESTRUCTURAL.

5.1 Consideraciones Generales para el Diseño.

Las consideraciones para el diseño estructural han sido tomadas de las normas peruanas vigentes a la fecha, E.060 (Concreto Armado) y E.070 (Albañilería), del Reglamento Nacional de Edificaciones. La configuración estructural consta de muros de albañilería de 13 y 23 cm de espesor, y muros estructurales de concreto armado de 15 cm de espesor, columnas y vigas de confinamiento, además de vigas de acoplamiento de 30 cm de peralte, losa maciza armada en dos sentidos de 15 cm. de espesor, una losa de cimentación de 50 cm de peralte ya que el tipo de suelo es arena arcillosa y su capacidad portante a una profundidad de 1,5m es de 0.49kg/cm^2 .

Para el diseño de concreto armado se usará el diseño por resistencia, el cual consiste que todas las secciones de concreto armado deben de tener una resistencia de diseño (capacidad estructural) por lo menos igual a la resistencia requerida (demanda estructural) multiplicada por un factor de reducción. Se hizo el diseño estructural para lograr un comportamiento dúctil, el cual pretende tener una falla por flexión (falla dúctil), y evitar la falla por cortante (falla frágil).

5.2. Diseño de Losa.

Se recomienda hacer los diseños a la cara, es decir acero positivo para momento negativo, y acero negativo para momento positivo.

5.2.1. Diseño de una losa.

Se calcularon los momentos máximos positivos y negativos de la losa del nivel más crítico del modelo de análisis, según las combinaciones de carga $1.4\text{CM} + 1.7\text{CV}$, esto a un ancho de análisis de 1.00 metro de ancho por 0.15 metros de altura.

Para la obtención de refuerzo en cada cara de la losa maciza, se tiene la cuantía mínima según la norma E.060 RNE, (9.7.2.), para armadura por retracción y temperatura en losas, siendo 0.0018.

Es suficiente trabajar con la cuantía mínima, ya que en este análisis no se considera el aporte del refuerzo transversal que aportara con la resistencia longitudinal del sistema de refuerzo, esto para ambas direcciones, además que se coloca acero mínimo en losa maciza, para evitar contracciones por fragua de concreto.

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \frac{cm^2}{m}$$

Por lo que se optó colocar acero de $\phi 3/8$, los aceros se expresan en función de su espaciamiento en los planos:

$$s = \frac{0.71cm}{2.7cm^2/m} = 0.263$$

“s” debe ser menor que 3 veces el espesor de la losa y no sobrepasar de 40cm por lo que se asumirá 0.25, cumpliendo así con las restricciones de máximos y la fórmula de cálculo precedente.

Por lo que el área de acero por metro lineal definitivo será:

$$A_s = \frac{0.71cm^2}{0.25} = 2.84cm^2/m$$

$$a = \frac{A_s * f'_y}{0.85 * f'_c * b} \rightarrow \phi Mn = (0.90) * A_s * f'_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{2.84 * 4200}{0.85 * 210 * 100} \rightarrow \phi Mn = (0.90) * 2.84 * 4200 * \left(12 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = 0.668 \rightarrow \phi Mn = 1.25tonm/m$$

Seguidamente, se aprecian los valores obtenidos a partir del modelo de diseño utilizado para la presente tesis de investigación, para diseño en ambas direcciones, todas las losas tendrán una misma disposición de armado de losa, por lo que se evaluó el piso más crítico, siendo el cuarto nivel.

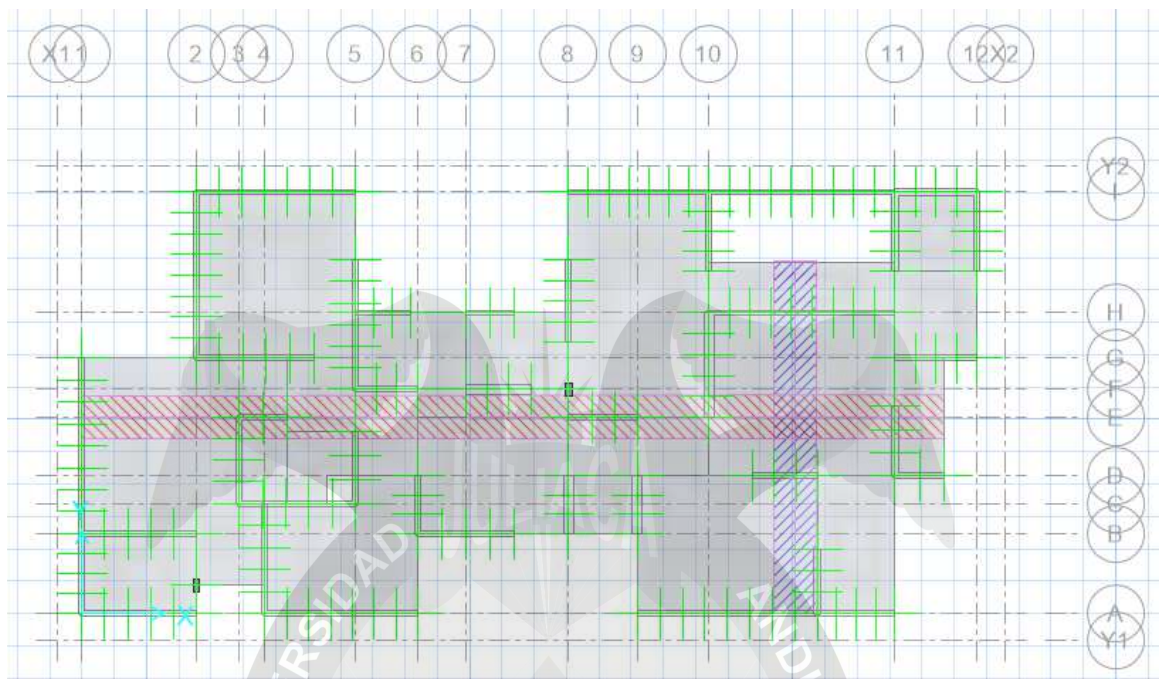


Figura 88. Franjas de diseño en dirección X e Y, en losa maciza ($e=15\text{cm}$) (Fuente: Elaboración Propia)

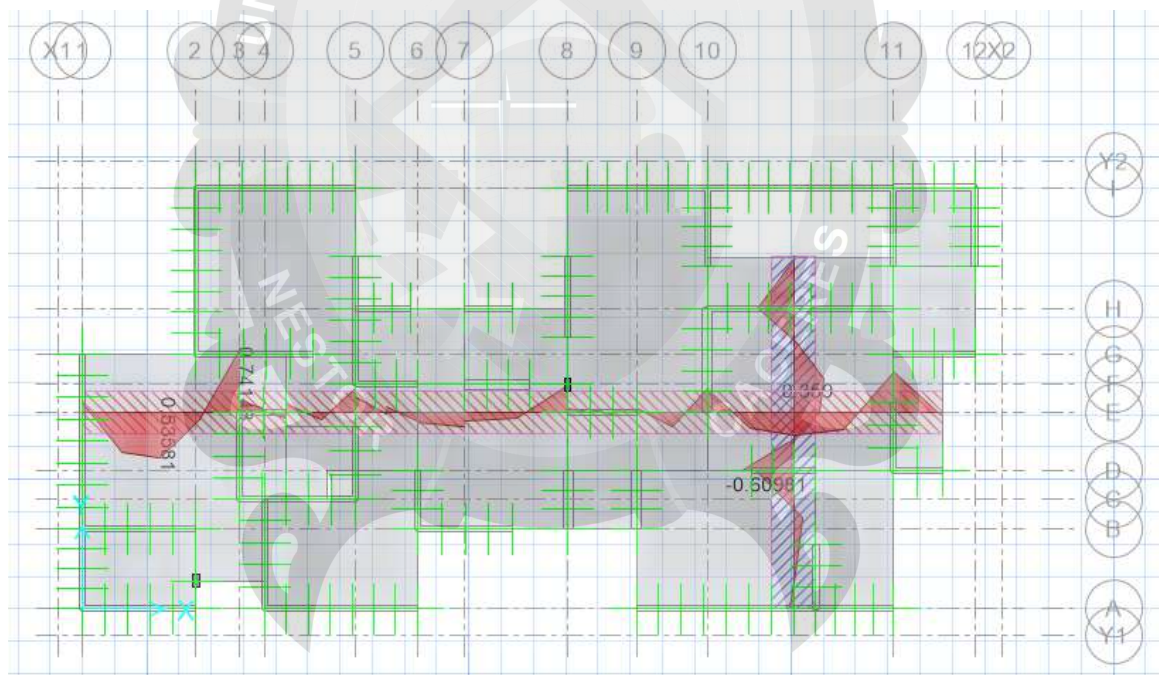


Figura 89. Momentos últimos en dirección X e Y, en losa maciza ($e=15\text{cm}$) (Fuente: Elaboración Propia)

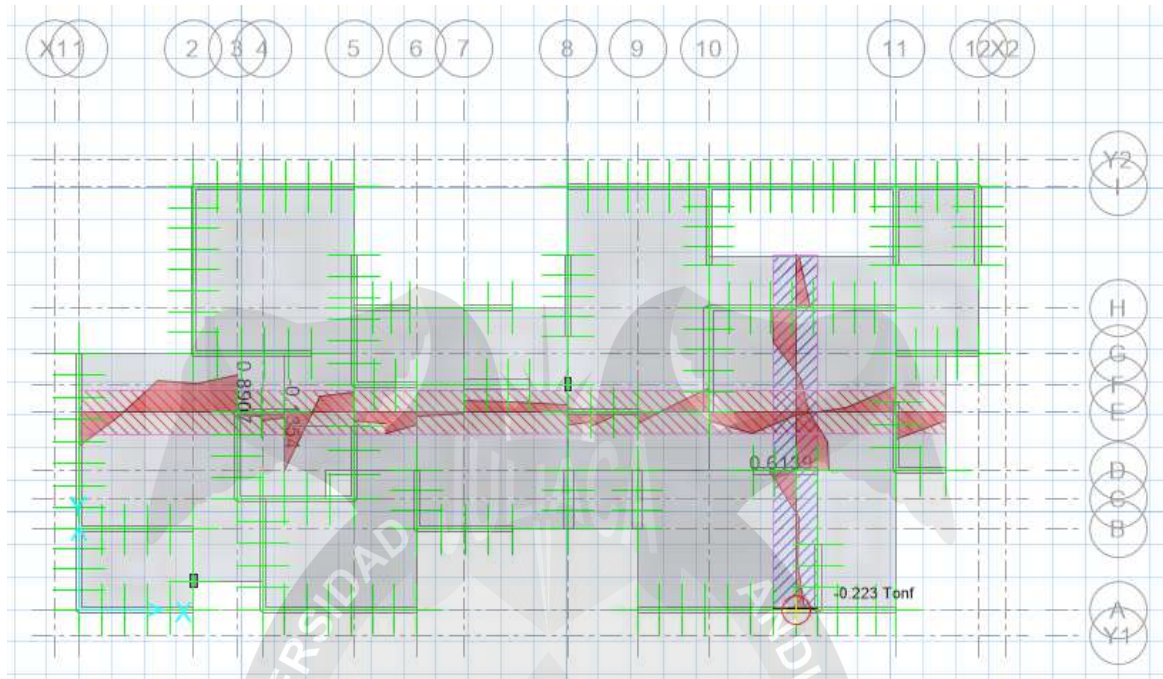


Figura 90. Cortantes últimas en dirección X e Y, en losa maciza (e=15cm) (Fuente: Elaboración Propia)

De las Figuras 89 y 90 podemos apreciar que los máximos momentos y máximas cortantes en los ejes X e Y, con la combinación de carga última (1.4CM+1.7CV) es:

Momento Máximo:

Dirección X:

M (+) = 0.54 ton-m

M (-) = 0.74 ton-m

Dirección Y:

M (+) = 0.36 ton-m

M (-) = 0.61 ton-m

Cortante Máxima:

Dirección X:

V max = 0.89 ton

Dirección Y:

$V_{max}=0.61$ ton

De los valores máximos de diseño obtenidos para las direcciones X e Y, podemos deducir los valores máximos de diseño generales, para los que son:

$M (+)=0.54$ ton-m

$M (-)=0.74$ ton-m

$V_{max}=0.89$ ton

Por consiguiente, comprobamos los requerimientos de flexión a través de la siguiente relación:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$1.25 \geq 0.74$$

Para la determinación de resistencia a la cortante de la losa de concreto usamos la fórmula:

$$\phi V_c = (\phi) * 0.53 * (\sqrt{f'c}) * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * 14.49 * 100 * 12$$

$$\phi V_c = 7.83$$

Por consiguiente, comprobamos los requerimientos de cortante a través de la siguiente relación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$7.83 \geq 0.89$$

Verificamos que cumple por diseño por flexión y cortante, por lo que el acero final de diseño para la losa de espesor de $e=0.15$ metros es:

Tabla 94
Disposición de acero en losa maciza $e=0.15$ m.

Dirección	Acero Positivo	Acero Negativo
X-X	$\phi 3/8 @ 0.25$ m	$\phi 3/8 @ 0.25$ m
Y-Y	$\phi 3/8 @ 0.25$ m	$\phi 3/8 @ 0.25$ m

Fuente: Elaboración Propia.

5.3. Diseño de Vigas Dinteles.

5.3.1. Diseño de una viga dintel.

Para el análisis se consideró la viga dintel más esforzada, la cual es la viga del eje g entre eje 1 y 2, como se muestra en la Figura 91.

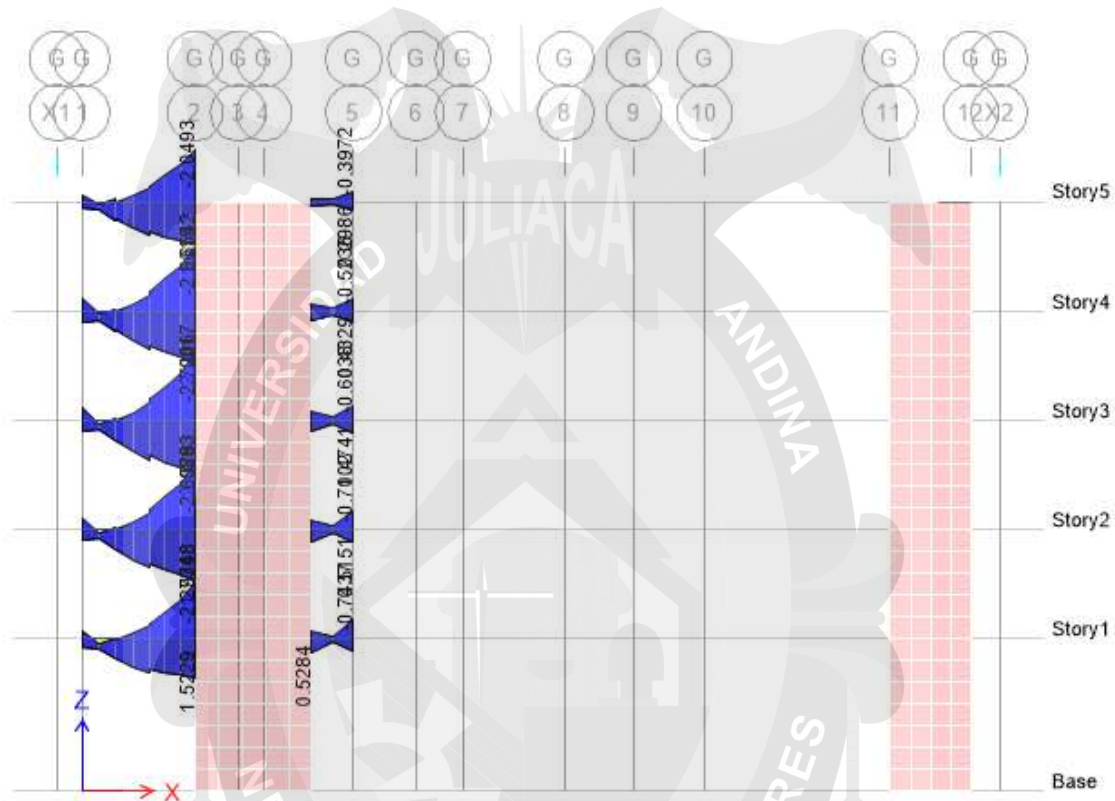


Figura 91. Momentos últimos por sismo moderado * 1.25 para eje G-G (Fuente: Elaboración Propia)

De lo que se puede obtener:

$$M (+) \max = 2.09 \text{ ton-m}$$

$$M (-) \max = 2.72 \text{ ton-m}$$

$$V \max = 2.53 \text{ ton}$$

Buscamos una falla por flexión, entonces:

- Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d}$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c}{f_y} * \frac{k_1 * 0.003E_s}{0.003E_s + f_y}$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

De las fórmulas precedentes podemos obtener la Tabla 95.

Tabla 95
Cuantías características para diferentes tipos de concreto armado.

f'c	K	ρ_b	ρ_{max}	ρ_{min}
175	0.85	0.0177	0.0133	0.0022
210	0.85	0.0213	0.0159	0.0024
280	0.85	0.0283	0.0213	0.0028
350	0.85	0.0333	0.0250	0.0031

Fuente: Apuntes de Concreto Armado I.

De ser $\rho < \rho_{max}$, entonces estamos asegurando una falla por flexión.

Para el cálculo de acero de refuerzo longitudinal usaremos las fórmulas que se utilizan para un diseño por flexión.

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'_c * b} \rightarrow As = \frac{Mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Donde:

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$h = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 25 \text{ cm.}$$

$$\phi = 0.9 \text{ (flexión).}$$

De los datos precedentes podemos hacer uso de la formula, para mediante una iteración de valores de a y A_s , hallar el acero de diseño para los momentos últimos positivos y negativos del caso de análisis.

Tabla 96

Iteración para valores de " a " y A_s para Momento negativo.

A	A_s
5.00	3.20
5.02	3.20
5.02	3.20

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 97

Iteración para valores de " a " y A_s para Momento positivo.

A	A_s
5.00	2.46
3.85	2.40
3.76	2.39
3.75	2.39
3.75	2.39

Fuente: Elaboración Propia.

Usando la Tabla 95, tenemos que:

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0.0159 * 15 * 25 = 5.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 0.0024 * 15 * 25 = 0.9 \text{ cm}$$

De los valores obtenidos en las Tablas 96 y 97 podemos apreciar que están en el rango de cuantía máxima y mínima, de 3.20 cm^2 y 2.39 cm^2 para momento último negativo y momento ultimo positivo de diseño. Por lo que usaremos $2 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8$ para acero positivo y negativo, lo que significaría $A_s=3.96 \text{ cm}^2$, cumpliendo así con el requerimiento en ambos casos.

Para el diseño por corte, se evaluará V_u a una distancia "d", de la cara de apoyo, donde "d" es el peralte efectivo de la viga analizada, en caso que el concreto solo no sea capaz de asumir la cortante actuante, se verificará que el aporte de los estribos satisfaga la solicitud. Del análisis hecho para la sección de la viga analizada tenemos que la cortante última es:

$$V_u = 2.53 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 25$$

$$\phi V_c = 2.45 \text{ ton}$$

Cálculo por cortante nominal:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{2.53}{0.85} = 2.98 \text{ ton}$$

Calculando la cortante del acero:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 2.98 - 2.88 = 0.10 \text{ ton}$$

Entonces:

Diseñamos por corte V_s , y procedemos a usar la siguiente ecuación para determinar "s".

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Como usaremos estribos de $\phi 3/8$, entonces:

$$100 \text{ kg} = \frac{1.42 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm}}{s}$$

$$s = 14.91 \text{ m}$$

Por lo que usaremos la cuantía mínima para acero transversal:

$$\phi 3/8 \text{ 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, R @ 0.15}$$

5.4. Diseño de Muros de Albañilería.

Los muros de albañilería deberán ser diseñados por capacidad, de tal modo que puedan soportar la carga asociada con su incursión inelástica, (superada la inclusión elástica), y que proporcionen al edificio una resistencia a corte mayor o igual que la carga producida por el “sismo severo” ($R=3$)

Cabe destacar que la resistencia la corte del muro de albañilería es asumida por la propia albañilería, mientras que el refuerzo horizontal y los confinamientos proporcionan ductilidad al evitar deterioro de la albañilería cuando esta llega a su rango inelástico.

Adicionalmente, si en un muro es sometido a fuerza cortante ante sismo severo mayor a su resistencia al agrietamiento diagonal, la diferencia es asumida por otros muros paralelos.

Tabla 98
Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en X.

Muro	Ve	Me	α asum.	Pg	Vm	¿Fisurado?	Vm/Ve (asum)	Vu	Mu
MX1	6,723	12,880	1.00	37,767	22,784	NO	2.00	13,446	25,759
MX2	10,059	26,328	1.00	28,206	25,116	NO	2.00	20,118	52,655
MX3	17,382	92,696	1.00	15,242	34,370	NO	2.00	34,764	185,392
MX4	6,117	11,580	1.00	17,884	18,211	NO	2.00	12,234	23,161
MX5	4,450	8,623	1.00	14,145	14,834	NO	2.11	9,372	18,160
MX6	7,279	10,822	1.00	24,118	19,897	NO	2.00	14,558	21,644
MX7*	7,136	23,407	0.46	11,727	6,682	SI	2.71	19,353	63,479
MX8	910	1,424	0.79	21,301	9,766	NO	3.00	2,730	4,273
MX9	1,015	1,237	1.00	16,158	10,010	NO	2.88	2,918	3,555
MX10	1,863	3,979	0.82	20,635	11,964	NO	3.00	5,588	11,936
MX11	2,187	2,672	1.00	30,045	14,966	NO	2.00	4,373	5,344
MX12	2,369	5,596	0.68	9,549	11,850	NO	2.00	4,738	11,193
MX13	5,464	11,476	1.00	32,746	21,629	NO	2.00	10,927	22,953
MX14	1,735	4,420	0.80	34,036	16,135	NO	2.00	3,470	8,840
MX15	1,513	1,912	1.00	28,465	13,344	NO	2.00	3,026	3,824
MX16	738	1,603	0.55	12,417	6,195	NO	2.00	1,477	3,206
MX17	10,412	24,974	1.00	32,746	30,088	NO	2.00	20,825	49,947
MX18	9,523	25,418	1.00	34,036	27,212	NO	2.00	19,046	50,835
MX19	28,475	77,481	1.00	28,465	44,711	SI	2.00	56,949	154,962
MX20*	29,267	32,519	1.00	12,417	14,765	SI	2.00	58,535	65,038

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 99
Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en Y.

Muro	Ve	Me	α asum.	Pg	Vm	¿Fisurado?	Vm/Ve (asum)	Vu	Mu
MY1	62,575	240,601	1.00	37,767	39,248	SI	2.00	125,149	481,201
MY2	38,855	62,079	1.00	28,206	26,627	SI	2.00	77,710	124,158
MY3	17,115	13,994	1.00	15,242	14,331	SI	2.00	34,230	27,988
MY4	23,526	19,222	1.00	17,884	17,708	SI	2.00	47,052	38,443
MY5	5,645	10,073	0.98	14,145	11,894	NO	2.11	11,888	21,214
MY6	15,527	36,387	1.00	24,118	21,004	SI	2.00	31,055	72,774
MY7	3,779	4,769	1.00	11,727	10,249	NO	2.71	10,250	12,934
MY8	2,359	7,621	0.46	21,301	11,102	NO	3.00	7,076	22,863
MY9	3,289	10,404	0.60	16,158	9,462	NO	2.88	9,455	29,911
MY10	2,799	8,879	0.47	20,635	11,063	NO	3.00	8,396	26,637
MY11	15,931	42,817	0.96	30,045	28,801	NO	2.00	31,862	85,634
MY12	5,985	11,340	1.00	9,549	11,763	NO	2.00	11,971	22,681
MY13*	22,733	69,354	0.49	32,746	11,816	SI	2.00	45,467	138,709
MY14*	24,504	92,582	0.42	34,036	11,764	SI	2.00	49,008	185,164
MY15*	37,563	122,806	0.58	28,465	12,962	SI	2.00	75,125	245,612
MY16*	49,410	133,820	0.70	12,417	10,600	SI	2.00	98,821	267,640

Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede apreciar en las Tablas 98 y 99, los muros MX19, MY1, MY2, MY3, MY4, MY6 no cumplen con la condición de muro fisurado por lo que en el caso de MX19 y MY6 se incrementó el espesor del muro de 13cm a 23cm, cumpliendo así con la condición mínima, en cambio en los muros MY1, MY2, MY3, MY4, no es suficiente el incremento de espesor, una solución alternativa sería incrementar la longitud del muro, pero por la distribución arquitectónica planteada y analizada no se puede hacer esto, por lo que la única solución posible y la que utilizamos finalmente fue convertir estos muros en muros estructurales de concreto armado, también llamadas placas de concreto armado de 15 cm de espesor, resultando:

Tabla 100

Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en X (Corregido por fisuración)

Muro	L	t	Ve	Me	Vm	¿Fisurado?	Vu	Mu
MX1	2.80	0.13	6722.92	12879.7	22784.05	NO	13,445.84	25,759.40
MX2	3.70	0.13	10058.8	26327.7	25116.47	NO	20,117.62	52,655.32
MX3	6.13	0.13	17381.9	92696.1	34369.51	NO	34,763.74	185,392.16
MX4	2.80	0.13	6117.17	11580.5	18211.06	NO	12,234.34	23,160.90
MX5	2.30	0.13	4450	8622.99	14833.66	NO	9,371.70	18,160.02
MX6	2.85	0.13	7278.99	10821.8	19896.52	NO	14,557.98	21,643.54
MX8	1.23	0.13	909.87	1424.23	9765.58	NO	2,729.61	4,272.69
MX9	1.25	0.13	1014.94	1236.64	10009.84	NO	2,917.95	3,555.34
MX10	1.75	0.13	1862.51	3978.61	11964.21	NO	5,587.53	11,935.83
MX11	1.60	0.13	2186.59	2671.9	14966.26	NO	4,373.18	5,343.80
MX12	1.60	0.23	2369.22	5596.38	11850.34	NO	4,738.44	11,192.76
MX13	2.80	0.13	5463.58	11476.4	21629.32	NO	10,927.16	22,952.88
MX14	2.05	0.13	1735.21	4420.12	16134.61	NO	3,470.42	8,840.24
MX15	1.35	0.13	1512.9	1912.14	13343.99	NO	3,025.80	3,824.28
MX16	1.20	0.13	738.38	1603.24	6195.09	NO	1,476.76	3,206.48
MX17	4.48	0.13	10412.5	24973.7	30087.91	NO	20,824.98	49,947.38
MX18	3.85	0.13	9522.98	25417.5	27212.46	NO	19,045.96	50,835.02
MX19	7.58	0.23	28474.6	77481	74068.49	NO	56,949.14	154,962.00

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 101

Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en Y (Corregido por fisuración)

Muro	L	t	Ve	Me	Vm	¿Fisurado?	Vu	Mu
MY5	1.75	0.13	5,644.79	10,073.19	11,894.08	NO	11,887.93	21,214.14
MY6	3.07	0.23	15,527.38	36,387.23	32,894.25	NO	31,054.76	72,774.46
MY7	1.50	0.13	3,779.42	4,769.12	10,249.49	NO	10,249.79	12,933.85
MY8	1.50	0.23	2,358.55	7,620.90	11,102.19	NO	7,075.65	22,862.70
MY9	1.90	0.13	3,288.60	10,403.90	9,461.52	NO	9,454.73	29,911.21
MY10	1.50	0.23	2,798.53	8,878.94	11,063.16	NO	8,395.59	26,636.82
MY11	2.57	0.23	15,930.84	42,816.94	28,801.31	NO	31,861.68	85,633.88
MY12	1.90	0.13	5,985.44	11,340.28	11,762.51	NO	11,970.88	22,680.56

Fuente: Elaboración Propia.

Verificación de la resistencia global del edificio.

$$\sum V_m > V_E$$

Como podemos apreciar en la Tabla 60, por sismo moderado, los cortantes en el primer nivel son 121.1424 ton. en el sentido X y 182.353 ton. en el sentido Y, para hallar las cortantes por sismo severo únicamente tenemos que multiplicar estas cortantes por 2, así tenemos:

Tabla 102
Fuerzas de diseño por sismo severo.

X (ton.)	Y (ton.)
242.28	364.71

Fuente: Elaboración Propia.

Para cumplir con esta condición se aumentó el espesor de las placas MY1, MY2, MY15 y MY16, para el sentido Y, pero no necesito aumentar la resistencia en el sentido X, en la Tabla 103 y Tabla 104, se muestran los valores finales con las correcciones señaladas.

Tabla 103
Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en X (Corregido por resistencia global del edificio)

Muro	L	T	Ve	Me	Vm	¿Fisura ?	Vu	Mu
MX1	2.80	0.13	6,722.92	12,879.70	22,784.05	NO	13,445.84	25,759.40
MX2	3.70	0.13	10,058.81	26,327.66	25,116.47	NO	20,117.62	52,655.32
MX3	6.13	0.13	17,381.87	92,696.08	34,369.51	NO	34,763.74	185,392.16
MX4	2.80	0.13	6,117.17	11,580.45	18,211.06	NO	12,234.34	23,160.90
MX5	2.30	0.13	4,450.00	8,622.99	14,833.66	NO	9,371.70	18,160.02
MX6	2.85	0.13	7,278.99	10,821.77	19,896.52	NO	14,557.98	21,643.54
MX7*	1.50	0.15	7,136.08	23,406.70	13,568.95	*	19,353.05	63,478.97
MX8	1.23	0.13	909.87	1,424.23	9,765.58	NO	2,729.61	4,272.69
MX9	1.25	0.13	1,014.94	1,236.64	10,009.84	NO	2,917.95	3,555.34
MX10	1.75	0.13	1,862.51	3,978.61	11,964.21	NO	5,587.53	11,935.83
MX11	1.60	0.13	2,186.59	2,671.90	14,966.26	NO	4,373.18	5,343.80
MX12	1.60	0.23	2,369.22	5,596.38	11,850.34	NO	4,738.44	11,192.76
MX13	2.80	0.13	5,463.58	11,476.44	21,629.32	NO	10,927.16	22,952.88
MX14	2.05	0.13	1,735.21	4,420.12	16,134.61	NO	3,470.42	8,840.24
MX15	1.35	0.13	1,512.90	1,912.14	13,343.99	NO	3,025.80	3,824.28
MX16	1.20	0.13	738.38	1,603.24	6,195.09	NO	1,476.76	3,206.48
MX17	4.48	0.13	10,412.49	24,973.69	30,087.91	NO	20,824.98	49,947.38
MX18	3.85	0.13	9,522.98	25,417.51	27,212.46	NO	19,045.96	50,835.02
MX19	7.58	0.23	28,474.57	77,481.00	74,068.49	NO	56,949.14	154,962.00
MX20	2.05	0.15	29,267.34	32,519.18	18,544.23	*	58,534.68	65,038.36
Σ					414,552.58			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 104
Cálculo de fuerzas de los muros portantes en el primer nivel, en Y (Corregido por resistencia global del edificio)

Muro	L	t	Ve	Me	Vm	¿Fisurado?	Vu	Mu
MY1*	6.07	0.20	62,574.57	240,600.50	73,212.04	*	125,149.14	481,201.00
MY2*	4.00	0.20	38,854.88	62,079.07	48,245.16	*	77,709.76	124,158.14
MY3*	2.15	0.15	17,114.86	13,994.11	19,448.83	*	34,229.72	27,988.22
MY4*	2.70	0.15	23,526.08	19,221.70	24,424.11	*	47,052.16	38,443.40
MY5	1.75	0.13	5,644.79	10,073.19	11,894.08	NO	11,887.93	21,214.14
MY6	3.07	0.23	15,527.38	36,387.23	32,894.25	NO	31,054.76	72,774.46
MY7	1.50	0.13	3,779.42	4,769.12	10,249.49	NO	10,249.79	12,933.85
MY8	1.50	0.23	2,358.55	7,620.90	11,102.19	NO	7,075.65	22,862.70
MY9	1.90	0.13	3,288.60	10,403.90	9,461.52	NO	9,454.73	29,911.21
MY10	1.50	0.23	2,798.53	8,878.94	11,063.16	NO	8,395.59	26,636.82
MY11	2.57	0.23	15,930.84	42,816.94	28,801.31	NO	31,861.68	85,633.88
MY12	1.90	0.13	5,985.44	11,340.28	11,762.51	NO	11,970.88	22,680.56
MY13*	1.50	0.15	22,733.45	69,354.37	13,568.95	*	45,466.90	138,708.74
MY14*	1.60	0.15	24,504.07	92,581.77	14,473.55	*	49,008.14	185,163.54
MY15*	1.90	0.20	37,562.69	122,806.22	22,916.45	*	75,125.38	245,612.44
MY16*	1.90	0.20	49,410.29	133,820.06	22,916.45	*	98,820.58	267,640.12
				Σ	366,434.08			

Fuente: Elaboración Propia.

Con los cuadros precedentes deben cumplirse 3 condiciones para diseño de muros de Albañilería, los cuales son.

1. Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado. $V_E \leq 0.55 V_m$...cumple!
2. V_{m1}/V_{e1} , se calcula solo para los muros del primer piso: $2.0 \leq V_{m1}/V_{e1} \leq 3.0$
3. $\sum V_m \geq V_E$, para ambas direcciones

En X: $\sum V_m \geq V_E$

414.55 \geq 242.28...cumple!

En Y: $\sum V_m \geq V_E$

366.43 \geq 364.61...cumple!

5.4.1. Diseño de un muro de albañilería.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - E.070

MEMORIA DE CÁLCULO

01 Características del Muro : Nombre del muro: **MX-I**

Resistencia f'_m : **60** kg/cm^2 Rst. v'_m : **7.75** kg/cm^2 Ubicación muro : **TESIS**

Longitud muro (l) : **2.65** m Altura (h) : **2.55** m Espesor muro (t) : **0.13** m

02 Cargas y Combinaciones de Diseño

Combinación / Carga	$P_m = D+L$ (Tn)	$P_g = D+0.25L$ (Tn)	V_e (Tn)	M_e (Tn-m)	V_u (Tn)	M_u (Tn-m)
Valor (Tn)	24.230	20.968	8.900	9.010	18.165	18.389

Nota:

P = Carga de servicio (100% de la carga).

V_e = Fuerza cortante producida por sismo moderado.

V_u = Fuerza cortante producida por sismo severo.

P_g = Carga de servicio (mas sobrecarga reducida).

M_e = Momento flector en el muro generado por sismo moderado.

M_u = Momento flector en el muro generado por el sismo severo.

03 Analisis de Esfuerzos por Cargas Verticales

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq \frac{0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]}{F_a} \leq 0.15 f'_m$$

Esfuerzo Axial.

Esfuerzo Admisible Carga Vertical.

Esfuerzo Limite.

$$\sigma_m = 70.334 \text{ Tn/m}^2$$

$$F_a = 82.309 \text{ Tn/m}^2$$

$$0.15 f'_m = 90.000 \text{ Tn/m}^2$$

04 Analisis de Cortante y Momento Ultimo por Sismo Severo

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

$$V_m = 0.5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 P_g$$

Factores que se calcula solamente en le primer piso:

V_{m1} ; V_{e1}

$$\alpha = 1.00$$

$$V_m = 18.165 \text{ Tn}$$

$$V_{m1} = 18.165 \text{ Tn}$$

$$V_{e1} = 8.900 \text{ Tn}$$

Donde: V_m = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal.

$$2 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3$$

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$$M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$$V_{m1} / V_{e1} = 2.04$$

$$V_u = 18.165 \text{ Tn}$$

$$M_u = 18.389 \text{ Tn-m}$$

05 Control de la Fisuración en los muros de albañilería

$$V_e \leq 0.55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

$$V_e = 8.900 \text{ Tn} \leq 0.55 V_m = 9.991 \text{ Tn}$$

Cumple - No Hay Fisuramiento

06 Adición de Refuerzo Horizontal por Agrietamiento de los Muros

$$V_u \geq V_m$$

$$\sigma_m = P_m / (t \cdot L) \geq 0.05 f'_m$$

$$V_u = 18.165 \text{ Tn} \geq V_m = 18.165 \text{ Tn}$$

$$\sigma_m = 70.334 \text{ Tn/m}^2 \geq 0.05 f'_m = 30.000$$

Muro Agrietado

Muro Agrietado

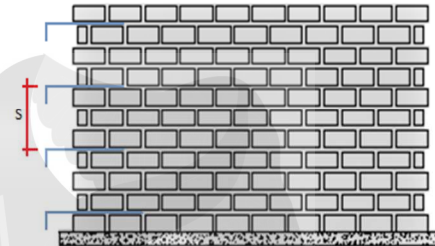
La cuantía mínima en los muros es :

$$\rho = A_s / (s \cdot t) \geq 0.001$$

Distribución de acero horizontal:

$$0.58 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm @ } 0.30 \text{ m}$$

La cuantía horizontal en el muro : 0.00149



Condición para diseñar el muro de albañilería confinada:

Muro Agrietado

07 Variables para el Diseño de Columnas en los Muros de Albañilería

Carga de servicio

Corte por fisuramiento :

Momento último :

Longitud total del muro :

$$P_g = 20.968 \text{ Tn}$$

$$V_m = 18.165 \text{ Tn}$$

$$M_u = 18.389 \text{ Tn-m}$$

$$l = 2.650 \text{ m}$$

Número de confinamiento

L_m : Long. paño mayor o la mitad de la long. total, el que sea mayor. En muros de un solo paño, $L_m = l$

$$N_c = 2$$

$$L_{pmayor} = 2.65 \text{ m}$$

$$l/2 = 1.33 \text{ m}$$

$$L_m = 2.65 \text{ m}$$

$M = M_{u1} - 1/2 V_{m1} h$ ("h" es la altura del primer piso).

L_m = longitud del paño mayor ó 0,5 L, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$)

$F = M/L$ = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M".

P_c = es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria

N_c = número de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$)

$$M = \text{ Tn-m}$$

$$F = \text{ Tn}$$

$$P_c = P_g / N_c = \text{ ##### Tn}$$

$$P_t = 0.25 P_g = 6.06 \text{ Tn}$$

08 Fuerzas de Diseño en las Columnas de los Muros de Albañilería

COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} h}{2L}$
Extrema	$1.5 \frac{V_{m1} L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

a. Fuerza cortante en las columnas de confinamiento :

$$\text{Columna Externa : } V_c = 9.082 \text{ Tn}$$

$$\text{Columna Interna : } V_c = 6.055 \text{ Tn}$$

b. Fuerzas de Tracción en las columnas de confinamiento :

$$\text{Columna Extrema : } T1 = -10.484 \text{ Tn}$$

$$T2 = -16.541 \text{ Tn}$$

Columna sin muro transversal

Columna con muro transversal

$$\text{Columna Interna : } T = \text{ Tn}$$

Columna sin muro transversal

Nota: Si el valor es negativo, en esta columna domina el valor de compresión y al compararlo con los valores del paso siguiente, elegimos el mayor de estos dos casos

c. Fuerzas de Compresion en las columnas de confinamiento :

Columna Extrema : $C1 = 10.484 \text{ Tn}$ Columna sin muro transversal
 $C2 = 10.484 \text{ Tn}$ Columna con muro transversal

Columna Interna : $C = \text{ } \text{Tn}$ Columna sin muro transversal

09 Diseño de las Columnas de Confinamiento en los Muros de Albañileria

a. Area de acero vertical requerida

En muros Agrietados usar:

$$A_{vf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \phi} \quad A_n = \frac{T}{f_y \phi}$$

$$A_s = A_{vf} + A_n \geq \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{minimo: } 4 \phi 8 \text{ mm})$$

donde: El factor de reducci3n de resistencia es $\phi = 0.85$
 El coeficiente de fricci3n es: $\mu = 0.8$ para juntas sin tratamiento y $\mu = 1.0$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

$\mu = 0.8$
 Juntas sin tratamiento

Resistencia a compresi3n del concreto :

$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

Dimensiones minimas de las columnas :

$A_g = 13 \times 25 = 325 \text{ cm}^2$

Columna extrema :

$A_{s1} = 0.24 \text{ cm}^2$

$A_{sd} = 2.00$

En muros No Agrietados usar:

$$F = \frac{M_u}{L} \quad T = F - P_c > 0$$

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{minimo: } 4 \phi 8 \text{ mm}), \text{ donde } \phi = 0.9.$$

Condici3n de dise1o del muro :

Muro Agrietado

$\phi = 0.85$

Factor de reducci3n de R.

Esfuerzo de fluencia del acero :

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Area de acero minima o 4 $\phi 8 \text{ mm}$:

$A_{s \text{ min}} = 2.00 \text{ cm}^2$

Columna Interna :

$A_{s2} = \text{ } \text{cm}^2$

$A_{sd} = \text{ } \text{cm}^2$

Distribuci3n de la armadura vertical en la columna :

Columna extrema :

4 ϕ #3

$A_s = 2.84 \text{ cm}^2$

Columna Interna :

$\phi 8 \text{ mm}$

$A_s = \text{ } \text{cm}^2$

b. Area del nucleo de Concreto de la Columna de Confinamiento

El 1rea de las columnas, se debe elegir el mayor valor entre 15 veces el espesor del muro, el 1rea por dise1o a compresi3n y el 1rea de dise1o por corte-fricci3n. En el caso de muros No Agrietados, no se considera el dise1o por corte - fricci3n

Dise1o por Compresi3n :

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \delta f'_c}$$

$\phi = 0.7$ o 0.75 , seg1n se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente
 $\delta = 0.8$, para columnas sin muros transversales
 $\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales

$\delta = 1.0$

Columnas con muros transversales

$\phi_c = 0.70$

Para estribos cerrados

Dise1o por Compresi3n :

Columna extrema : $A_n = 23.34 \text{ cm}^2$

Columna interna : $A_n = \text{ } \text{cm}^2$

c. Area de la columna de confinamiento

Diseño por Corte-Fricción :

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0,2 f_c \phi} \geq A_c \geq 15t (cm^2)$$

donde: $\phi = 0,85$

$$\phi_{cf} = 0,85$$

Para el diseño por corte-fricción

Area minima de columna por espesor del muro : $15t = 195,0 \text{ cm}^2$

Diseño por Corte - Fricción :

Columna extrema : $A_n = 305,29 \text{ cm}^2$

Columna interna : $A_n = \text{cm}^2$

Area de la columna de confinamiento (Tomamos el valor mayor de los 03 casos mencionados anteriormente) :

Columna extrema : $A_n = 305,29 \text{ cm}^2$

Columna interna : $A_n = \text{cm}^2$

d. Dimensiones finales de la columna de confinamiento :

Columna extrema :

Area de columna: $A_c = 24 \times 13 \text{ cm}$
 $A_c = 312,00 \text{ cm}^2$

Nucleo concreto: $A_n = 180,00 \text{ cm}^2$

Acero minimo $A_{smin} = 0,1 f_c A_c / f_y$
 $A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$

Columna interna :

Area de columna: $A_c = \text{cm}^2$
 $A_c = \text{cm}^2$

Nucleo concreto: $A_n = \text{cm}^2$

Acero minimo $A_{smin} = 0,1 f_c A_c / f_y$
 $A_{min} = \text{cm}^2$

e. Cantidad y espaciamiento del refuerzo transversal en las columnas de confinamiento

El espaciamiento de los estribos o zunchos se tomará como el menor de las 4 condiciones siguientes:

$$s_1 = \frac{A_s f_y}{0,3 t_n f_c (A_c / A_n - 1)} \quad s_2 = \frac{A_s f_y}{0,12 t_n f_c}$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \quad s_4 = 10 \text{ cm}$$

Donde "d" es el peralte de la columna, "t_n" es el espesor del núcleo confinado y "A_n" es la suma de las ramas paralelas del estribo.

Diametro de los estribos o zunchos : $\phi \#2$ $A_v = 0,64 \text{ cm}^2$

Espesor de nucleo : $t_n = 9,00 \text{ cm}$ Peralte columna : $d = 21,50 \text{ cm}$

Espaciamiento de los estribos :

$s_1 = 7,76 \text{ cm}$ $s_2 = 14,22 \text{ cm}$ $s_3 = 5,38 \text{ cm}$ $s_4 = 10 \text{ cm}$

Elegimos el menor valor : $s = 5,38 \text{ cm}$

f. Zona de confinamiento en las columnas

$Z = 45,00 \text{ cm}$ $Z = 1,5 d = 32,50 \text{ cm}$; Tomamos el mayor: $Z = 45,00 \text{ cm}$

g. Detalle final de la distribucion de los estribos

Estr: 1 @ 0,05 4 @ 0,10 Rto. @ 0,25 m

09 Diseño de la Viga Solera en los Muros de Albañilería

a. Determinacion del acero longitudinal de la viga solera

$$T_s = V_{s1} \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{ mm})$$

$\phi = 0.9$
 $A_{cs} = \text{área de la sección transversal de la solera}$

Area transversal de la viga solera : $A_c = 13.0 \times 20.0 = 260 \text{ cm}^2$

$\phi = 0.90$

$T_s = 9.08$

T_n

$A_s = 2.40 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 1.08 \text{ cm}^2$

Acero longitudinal de la viga solera :

4

ϕ

#3

$A_s = 2.84 \text{ cm}^2$

b. Definicion de los estribos en la viga solera

En este tipo de vigas se considera por lo general que el area de acero de los estribos y la separacion es minima :

Diametro de los estribos o zunchos :

ϕ

#2

$A_v = 0.64 \text{ cm}^2$

Distribucion de estribos en viga solera :

1 @ 0.05

4 @ 0.10

Rto. @ 0.25 m

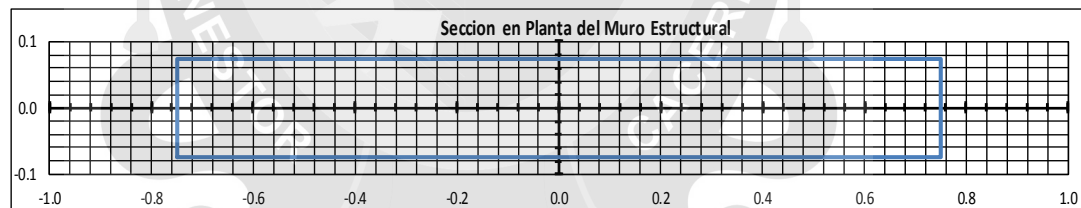
5.5. Diseño de Placas.

5.5.1. Diseño de una placa.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

01 DATOS DE DISEÑO

Codigo=	MY-13	$f_c =$	210.00	kg/cm2	$h_m =$	13.75	m	
Block =	TESIS	$f_y =$	4200.00	kg/cm2				
$L_{c1} =$	0.40	m	$L_m =$	1.50	m	$L_{cd} =$	0.40	m
$h_{c1} =$	0.15	m	$t_m =$	0.15	m	$h_{cd} =$	0.15	m



01 CARGAS Y COMBINACIONES DE DISEÑO

DIRECCION X-X		DIRECCION Y-Y		Combinaciones de Diseño	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
					$P_{ux}(tn)$	$M_{ux}(tn-m)$	$V_{ux}(tn)$	$P_{uy}(tn)$	$M_{uy}(tn-m)$	$V_{uy}(tn)$
$P_{cm} =$	29.94 tn	$P_{cm} =$	29.94 tn	1.4cm+1.7cv	55.7	23.4	14.7	55.7	0.1	0.2
$P_{cv} =$	8.10 tn	$P_{cv} =$	8.10 tn	1.25(cm+cv)+cs	68.6	40.6	26.1	54.0	1.5	3.0
$P_{cs} =$	21.09 tn	$P_{cs} =$	6.45 tn	1.25(cm+cv)-cs	26.5	-1.0	-1.3	41.1	-1.3	-2.7
$M_{cm} =$	11.76 tn-m	$M_{cm} =$	0.04 tn-m	0.9cm+cs	48.0	31.4	20.2	33.4	1.4	3.0
$M_{cv} =$	4.08 tn-m	$M_{cv} =$	0.03 tn-m	0.9cm-cs	5.9	-10.2	-7.2	20.5	-1.3	-2.8
$M_{cs} =$	20.79 tn-m	$M_{cs} =$	1.37 tn-m	Envolvente	69	41	26	56	1	3
$V_{cm} =$	7.26 tn	$V_{cm} =$	0.10 tn							
$V_{cv} =$	2.68 tn	$V_{cv} =$	0.04 tn							
$V_{cs} =$	13.69 tn	$V_{cs} =$	2.87 tn							



02 VERIFICACION DE NECESIDAD DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

El muro estructural necesitara elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresion en la fibra extrema es mayor de: $0.2f_c = 42.00 \text{ kg/cm}^2$

Area neta del muro estructural:

$$A_g = 2250.00 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia respecto al eje y-y :

$$I_{y-y} = 4218750.00 \text{ cm}^4$$

Carga axial ultimo en el muro estructural :

$$P_u = 1.40 \cdot P_{cm} + 1.50 \cdot P_{cv} = 54066.00 \text{ kg}$$

Momento ultimo en el muro estructural :

$$M_u = 1.40 \cdot M_b = 5682600.00 \text{ kg-cm}$$

Esfuerzo de compresion en la fibra extrema:

$$f_c = P_u / A_g + M_u \cdot (L_m/2) / I_{y-y} = 125.053 \text{ kg/cm}^2 > 0.2f_c = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Necesita de Elementos de Confinamiento

03 DETERMINACION DE LOS REFUERZOS DE ACERO EN EL MURO ESTRUCTURAL

a. Verificacion del Requerimiento de Refuerzo de Acero en Dos Capas

$$S_l : t_m = 0.15 \text{ m} \geq 0.25 \text{ m}$$

Refuerzo en una capa

$$S_l : V_u = 26.12 \text{ tn} > 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cv} = 17.28 \text{ tn}$$

Refuerzo en dos capas

b. Determinacion de los requerimientos de refuerzo minimo longitudinal en el muro estructural

Cuántia de acero vertical en el muro :

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} \geq 0.0025$$

Espaciamiento maximo del refuerzo:

$$S = 0.45 \text{ m} \quad S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$$3t_m = 0.45 \text{ m}$$

Area resistente al corte por unidad de metro:

$$A_{cv} / m = 1500.00 \text{ cm}^2/m$$

Area de acero vertical por unidad de metro :

$$\rho_v \cdot A_{cv} = 3.75 \text{ cm}^2/m$$

La distribucion de acero vertical en el muro sera de :

Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
Area	1.42	2.54	3.96	5.70	7.76	10.14
s (cm)	37.87	67.73	105.60	152.00	206.93	270.40

Numero de capas del refuerzo vertical : $N^\circ = 2$

Distribucion de acero en : $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$\emptyset \quad 3/8" \quad @ \quad 0.375 \text{ m}$$

c. Determinacion de los requerimientos de refuerzo por corte en el muro estructural

Calculamos el factor α_c :

$$h_m / L_m = 9.17 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

Resistencia al cortante del area A_{cv} del muro :

$$V_c = \alpha_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cv} = 17.281 \text{ tn}$$

Resistencia al cortante nominal del area A_{cv} del muro :

$$V_n = (\alpha_c \cdot \sqrt{f_c} + \rho_v \cdot f_y) \cdot A_{cv} = 18.226 \text{ tn}$$

Cortante desarrollado de la resistencia a flexion nominal

$$V_{fn} = (M_u / \phi) \cdot 2 / h_m = 6.560 \text{ tn}$$

El valor de ϕ para el cortante es de $\phi=0.85$, sin embargo deberá tomarse $\phi=0.60$, si la resistencia al cortante nominal V_n es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexion nominal V_{fn} . En forma conservadora se tomara $\phi=0.60$

Resistencia al cortante del acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{26.1}{0.60} - 17.3 = 26.244 \text{ tn}$$

La separacion del refuerzo horizontal estara dado por :

$$s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / V_s$$

Numero de capas del refuerzo vertical : $N^\circ = 2$

Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
$A_v \text{ (cm}^2\text{)}$	1.42	2.54	3.96	5.70	7.76	10.14
s (cm)	27.27	48.78	76.05	109.46	149.03	194.73

Distribucion de acero en : $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$\emptyset \quad 3/8" \quad @ \quad 0.250 \text{ m}$$

04 DETERMINACION DE LOS REFUERZOS DE ACERO EN LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

a. Verificación de los elementos de confinamiento actuando como columnas cortas

En esta condición las columnas toman las cargas verticales debidas a las cargas de gravedad y de sismo.

Fuerza axial máxima sobre el elemento de confinamiento "Pu max" :

$$P_u(\text{muro}) = 1.40 \cdot (P_{cm} + P_{cv} + P_{cs}) = 53.256 \text{ tn}$$

$$P_{u\max} = \frac{P_u(\text{muro})}{2} + \frac{M_u}{L'm} = 78.288 \text{ tn}$$

$$M_u = 1.40 \cdot M_b = 56.826 \text{ tn-m}$$

$$L'm = L_m - L_{col}(\max) = 1.100 \text{ m}$$

Determinación del acero longitudinal en la columna izquierda

$$A_{colizq} = 600.00 \text{ cm}^2$$

$$P_{u\text{ col}} = 78.288 \text{ tn}$$

$$A_{s\min} = 0.01 \cdot A_{col} = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 0.06 \cdot A_{col} = 36.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ col}} = 6 \phi 5/8"$$

$$A_{s\text{ col}} = 11.88 \text{ cm}^2$$

Cumple los límites de cuantía

Determinación del acero longitudinal en la columna Derecha

$$A_{coldr} = 600.00 \text{ cm}^2$$

$$P_{u\text{ col}} = 78.288 \text{ tn}$$

$$A_{s\min} = 0.01 \cdot A_{col} = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 0.06 \cdot A_{col} = 36.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ cold}} = 6 \phi 5/8"$$

$$A_{s\text{ cold}} = 11.88 \text{ cm}^2$$

Cumple los límites de cuantía

Determinamos la resistencia axial máxima de la columna izquierda

$$P_{ni\max} = 0.80 \cdot (f_c \cdot (A_g - A_{st}) \cdot 0.85 + A_{st} \cdot f_y)$$

$$P_{ni\max} = 123.90 \text{ tn}$$

Determinamos la resistencia axial máxima de la columna Derecha

$$P_{nd\max} = 0.80 \cdot (f_c \cdot (A_g - A_{st}) \cdot 0.85 + A_{st} \cdot f_y)$$

$$P_{nd\max} = 123.90 \text{ tn}$$

Determinamos la resistencia última axial máxima de la columna izquierda

$$P_{ui\max} = 0.70 \cdot P_{ni\max} = 86.730 \text{ tn}$$

$$P_{u\text{ col}} = 78.288 \text{ tn}$$

La columna es conforme

Determinamos la resistencia última axial máxima de la columna Derecha

$$P_{ud\max} = 0.70 \cdot P_{nd\max} = 86.730 \text{ tn}$$

$$P_{u\text{ cold}} = 78.288 \text{ tn}$$

La columna es conforme

b. Verificación por flexocompresión de los elementos de confinamiento

Determinamos la carga axial última actuante en el muro

$$P_u = 78.29 \text{ tn}$$

Determinamos el momento último actuante en el muro

$$M_u = 56.83 \text{ tn}$$

Diagrama de interacción del muro en la dirección x-x

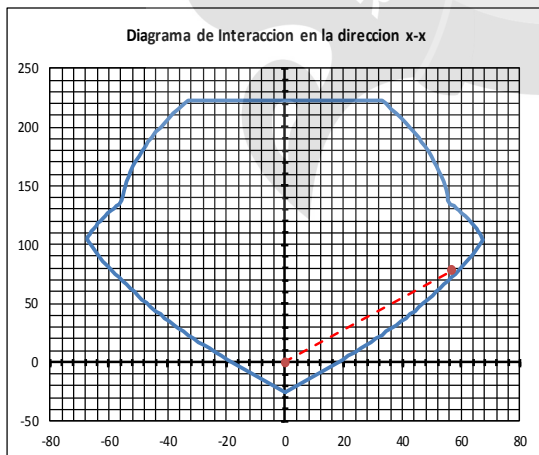
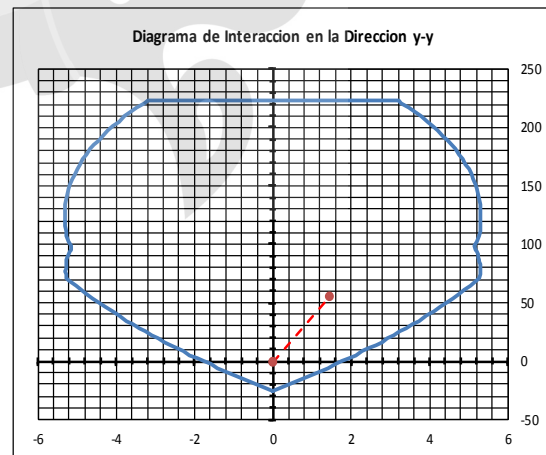


Diagrama de interacción del muro en la dirección y-y



b. Determinamos los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento en la direccion de la longitud menor de la columna

Determinacion de la separacion en la columna Izquierda

$$s = L_{\text{menor}} / 4 = 0.038 \text{ m}$$

Determinacion de altura del nucleo de concreto en columna Izquierda

$$rec = 4.0 \text{ cm}$$

$$hc = 0.307 \text{ m} \quad bc = 0.077 \text{ m}$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 01

$$Ash = 0.3 * s * hc * ((A_g / A_{ch}) - 1) * f_c / f_y$$

$$s = 0.100 \text{ m}$$

$$Ash = 7.03 \text{ cm}^2$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 02

$$Ash' = 0.09 * s * hc * f_c / f_y$$

$$Ash' = 1.38 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribucion de aceros, en la columna izquierda

$$6 \phi 1/2"$$

$$Ash = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$Ash_{\text{min}} = 7.03 \text{ cm}^2$$

Cumple

Determinacion de la separacion en la columna Derecha

$$s = L_{\text{menor}} / 4 = 0.038 \text{ m}$$

Determinacion de la altura del nucleo de concreto en la columna Derecha

$$rec = 4.0 \text{ cm}$$

$$hc = 0.3073 \text{ m} \quad bc = 0.077 \text{ m}$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 01

$$Ash = 0.3 * s * hc * ((A_g / A_{ch}) - 1) * f_c / f_y$$

$$s = 0.100 \text{ m}$$

$$Ash = 7.03 \text{ cm}^2$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 02

$$Ash' = 0.09 * s * hc * f_c / f_y$$

$$Ash' = 1.38 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribucion de aceros, en la columna derecha

$$6 \phi 1/2"$$

$$Ash = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$Ash = 7.03 \text{ cm}^2$$

Cumple

c. Determinamos los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento en la direccion de la longitud mayor de la columna

Determinacion de la separacion en la columna Izquierda

$$s = L_{\text{menor}} / 4 = 0.100 \text{ m}$$

Determinacion de altura del nucleo de concreto en columna Izquierda

$$rec = 4.0 \text{ cm}$$

$$hc = 0.057 \text{ m} \quad bc = 0.327 \text{ m}$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 01

$$Ash = 0.3 * s * hc * ((A_g / A_{ch}) - 1) * f_c / f_y$$

$$s = 0.100 \text{ m}$$

$$Ash = 1.89 \text{ cm}^2$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 02

$$Ash' = 0.09 * s * hc * f_c / f_y$$

$$Ash' = 0.26 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribucion de aceros, en la columna izquierda

$$3 \phi 3/8"$$

$$Ash = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$Ash_{\text{min}} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Cumple

Determinacion de la separacion en la columna Derecha

$$s = L_{\text{menor}} / 4 = 0.100 \text{ m}$$

Determinacion de la altura del nucleo de concreto en la columna Derecha

$$rec = 4.0 \text{ cm}$$

$$hc = 0.057 \text{ m} \quad bc = 0.327 \text{ m}$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 01

$$Ash = 0.3 * s * hc * ((A_g / A_{ch}) - 1) * f_c / f_y$$

$$s = 0.100 \text{ m}$$

$$Ash = 1.89 \text{ cm}^2$$

Calculamos el area de acero horizontal en la columna izquierda - 02

$$Ash' = 0.09 * s * hc * f_c / f_y$$

$$Ash' = 0.26 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribucion de aceros, en la columna derecha

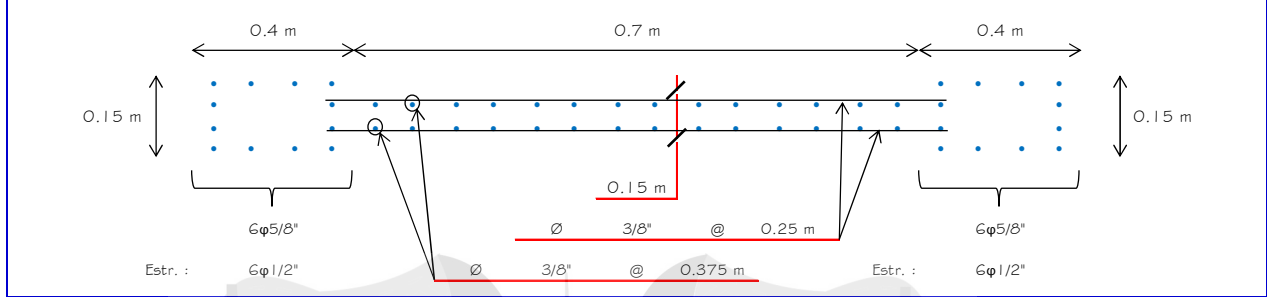
$$4 \phi 3/8"$$

$$Ash = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$Ash = 1.89 \text{ cm}^2$$

Cumple

05 DIAGRAMA FINAL DEL MURO ESTRUCTURAL



5.6. Diseño de Losa de Cimentación.

La cimentación será dimensionada bajo condiciones de servicio para los esfuerzos admisibles del suelo (4.9 ton/m^2) y se diseñará a rotura.

5.6.1. Diseño de la losa de cimentación.

Cuando las combinaciones de cargas contemplen únicamente fuerzas verticales (gravitacionales), las presiones máximas a nivel de cimentación como máximo deben igualar a la capacidad portante admisible del suelo según EMS, la cual es 4.9 ton/m^2 . Pero si se considerasen las fuerzas laterales (de sismo), las presiones podrán alcanzar un valor máximo de 1.2 el valor de la capacidad portante admisible, (5.88 ton/m^2)

El suelo para ser analizado y obtener sus reacciones, deber ser considerado como una lámina de resortes distribuidos uniformemente, para lo que se debe hallar la rigidez de dichos resortes, lo que se denomina como coeficiente de balasto vertical, o módulo de Winkler,

Según la Tabla del libro de Nelson Morrison (Tabla 25), haremos una interpolación para hallar el módulo de balasto que le corresponde a una capacidad por esfuerzo admisible de 0.49 kg/cm^2 .

$$\frac{0.5 - 0.49}{0.5 - 0.45} = \frac{1.3 - x}{1.3 - 1.17}$$

$$x = 1.274$$

Anteriormente se consideró valor de 1.20 por la Tabla 19, por lo que respetaremos este valor por ser más conservador.

Por consiguiente, se asignó este módulo de Winkler a la platea de cimentación.

En la Figura 92 se muestra el modelo estructural de diseño, con el cual se obtuvieron las fuerzas para el análisis de la cimentación en análisis.

Consecuentemente, se calcula las presiones en el suelo ejercidas por la platea de cimentación, con la combinación de cargas de servicio, es decir carga viva y carga muerta al 100%, sin amplificación de las mismas.

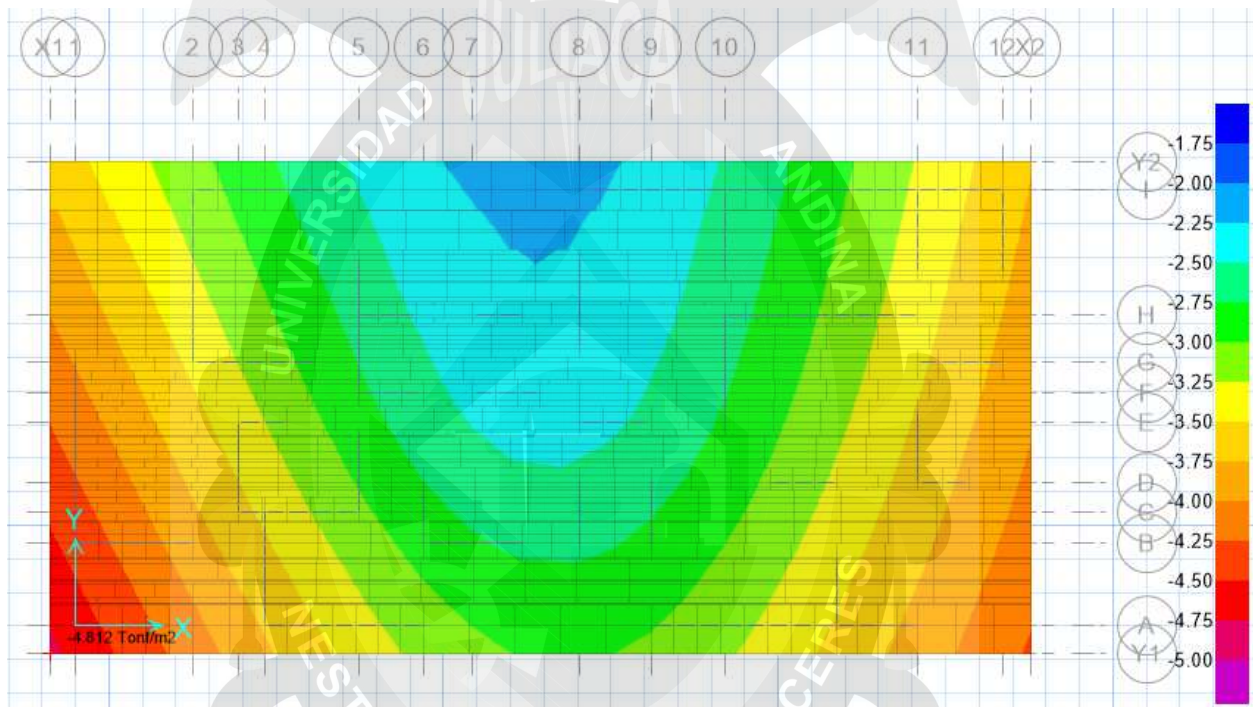


Figura 92. Reacción del suelo en la platea de cimentación (Fuente: Elaboración propia)

Para la obtención de refuerzo en cada cara de la platea de cimentación, se tiene la cuantía mínima según la norma E.060 RNE, (9.7.2.), para armadura por retracción y temperatura en losas, siendo 0.0018.

El refuerzo se distribuyó en dos capas y se considera un peralte efectivo "d" igual a 31.4 cm

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \frac{cm^2}{m}$$

Por lo que se optó colocar acero de $\phi 5/8$, los aceros se expresan en función de su espaciamiento en los planos:

$$s = \frac{1.98cm}{7.2cm^2/m} = 0.275$$

Por lo que el área de acero por metro lineal definitivo será:

$$As = \frac{1.98cm^2}{0.25} = 7.92cm^2/m$$

$$a = \frac{As * f'y}{0.85 * f'c * b} \rightarrow \phi Mn = (0.90) * As * f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{7.92 * 4200}{0.85 * 210 * 100} \rightarrow \phi Mn = (0.90) * 7.92 * 4200 * \left(31.4 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = 1.864 \rightarrow \phi Mn = 9.12tonm/m$$

Seguidamente, se aprecian los valores obtenidos a partir del modelo de diseño utilizado para la presente tesis de investigación, para diseño en ambas direcciones, la franja de diseño se aplicó para 1 metro como dice la norma de concreto armado, y se muestra en la Figura 93 en el sentido X e Y.

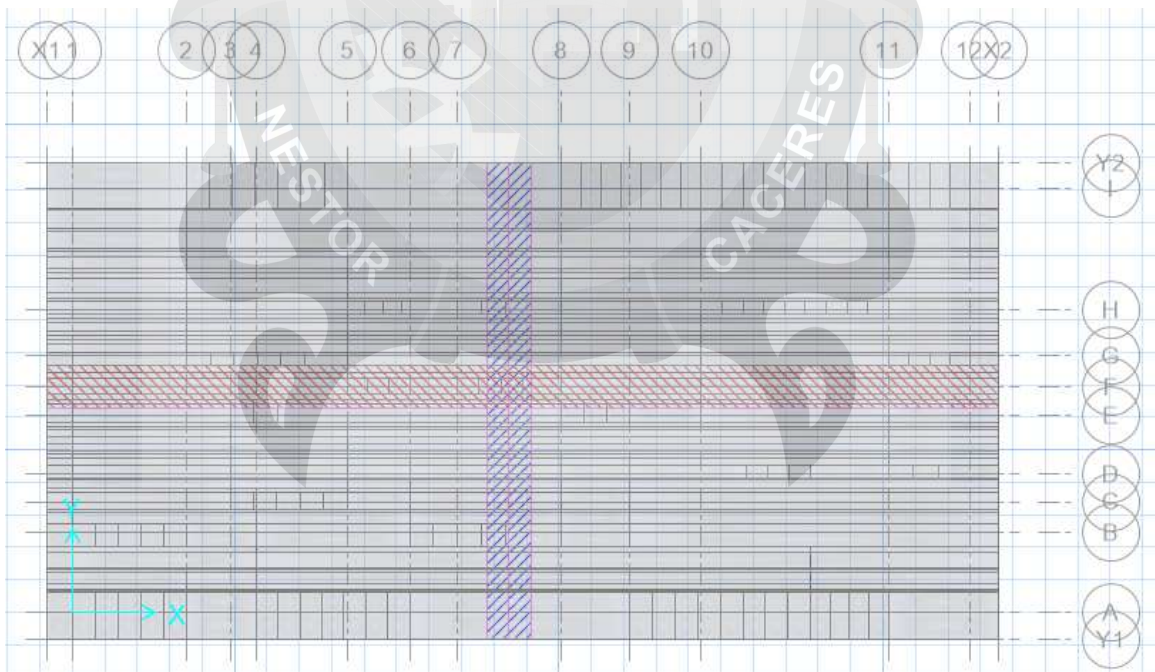


Figura 93. Franjas de diseño para losa de cimentación $e=40cm$. (Fuente: Elaboración Propia)

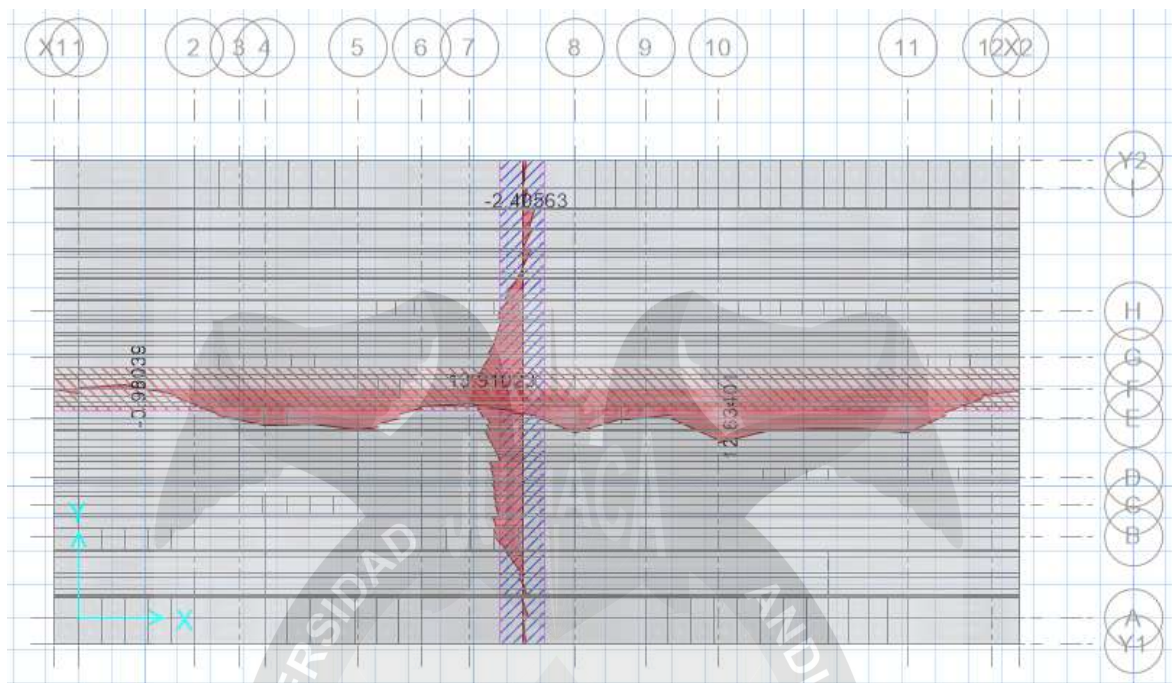


Figura 94. Momentos últimos en la dirección X e Y en la losa de cimentación, $e=40\text{cm}$.

(Fuente: Elaboración Propia)

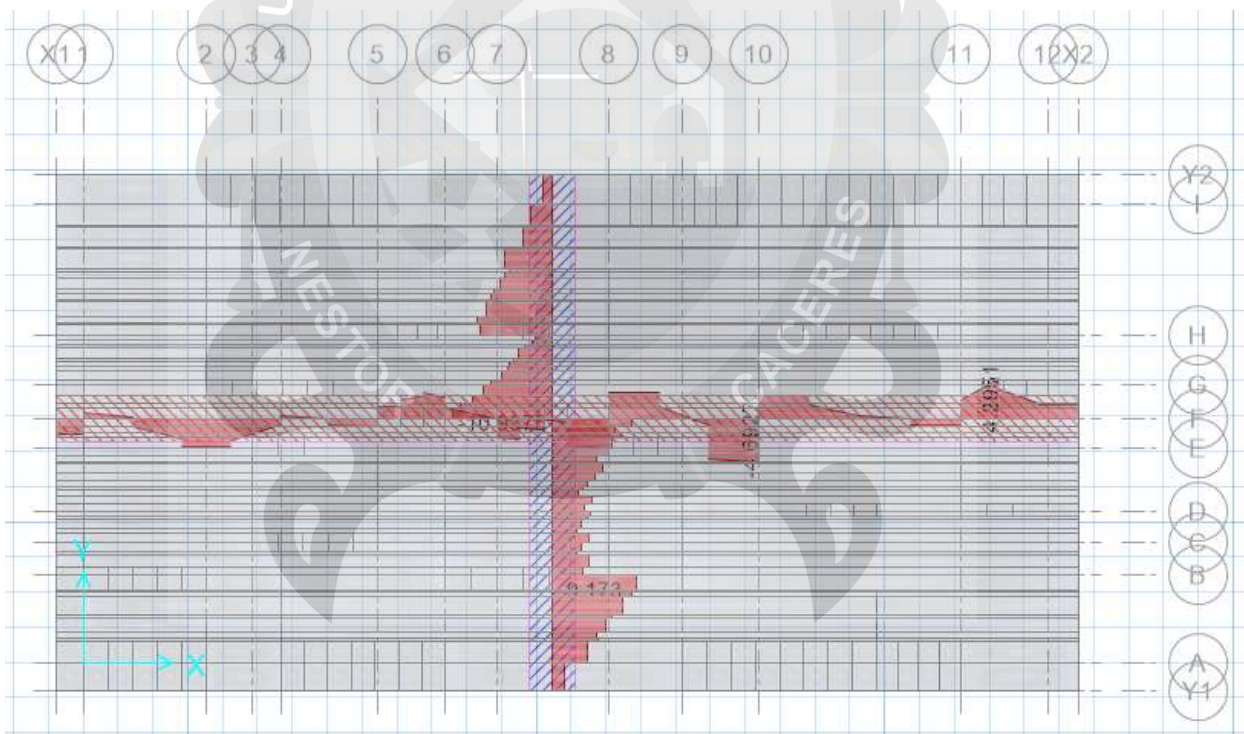


Figura 95. Cortantes últimos en la dirección X e Y, en losa de cimentación, $e=40\text{cm}$.

(Fuente: Elaboración Propia)

De las Figuras 94 y 95, podemos apreciar que los máximos momentos en los ejes X e Y, con la combinación de carga última (1.4CM+1.7CV) es:

Momento Máximo:

Dirección X:

M (+) =12.63 ton-m

M (-) =0.98 ton-m

Dirección Y:

M (+) =2.41 ton-m

M (-) =13.91 ton-m

Cortante Máxima:

Dirección X:

V max=4.69 ton

Dirección Y:

V max=10.94 ton

De los valores máximos de diseño obtenidos para las direcciones X e Y, podemos deducir los valores máximos de diseño generales, para los que son:

M (+) =12.63 ton-m

M (-) =13.91 ton-m

V max=10.94 ton

Por consiguiente, comprobamos los requerimientos de flexión a través de la siguiente relación:

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$9.12 \geq 13.91(\text{no cumple})$$

No cumple con el acero mínimo supuesto según la formula, por lo que se aumentara la cuantía y se verificara el espaciamiento.

$$A_s = \frac{1.98cm^2}{0.15} = 13.2cm^2/m$$

$$a = \frac{A_s * f'_y}{0.85 * f'_c * b} \rightarrow \phi Mn = (0.90) * A_s * f'_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{13.2 * 4200}{0.85 * 210 * 100} \rightarrow \phi Mn = (0.90) * 13.2 * 4200 * \left(31.4 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = 3.106 \rightarrow \phi Mn = 14.89tonm/m$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$14.89 \geq 13.91$$

Para la determinación de resistencia a la cortante de la losa de concreto usamos la fórmula:

$$\phi Vc = (\phi) * 0.53 * (\sqrt{f'_c}) * b * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * 14.49 * 100 * 31.4$$

$$\phi Vc = 20.5 ton$$

Por consiguiente, comprobamos los requerimientos de cortante a través de la siguiente relación:

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$20.5 \geq 10.94$$

Verificamos que cumple por diseño por flexión y cortante, por lo que el acero final de diseño para la platea de fundación de espesor de e=0.40 metros es:

Tabla 105
Disposición de acero en la platea de fundación e=0.40m.

Dirección	Acero Positivo	Acero Negativo
X-X	Ø5/8 @ 0.15 m	Ø5/8 @ 0.15 m
Y-Y	Ø5/8 @ 0.15 m	Ø5/8 @ 0.15 m

Fuente: Elaboración Propia.

CONCLUSIONES

1. La consideración de la interacción sísmica suelo - estructura, en el análisis del edificio evaluado en la presente tesis, causó mayores desplazamientos de piso en promedio en el orden de 33.78% y 23.80 % en el sentido X e Y respectivamente.
2. El incremento del amortiguamiento de 1% (5% a 6%) en el análisis de la estructura, causó mayores desplazamientos de piso en promedio en el orden de 1.2% y 0.16% en el sentido X e Y respectivamente.
3. La consideración de la interacción sísmica suelo - estructura, en el análisis del edificio evaluado en la presente tesis, causó menores fuerzas de diseño (cortantes y momentos flectores) en promedio en el orden de 7% y 14 % en el sentido X e Y respectivamente; inversamente a los valores incrementados de desplazamientos en ambos sentidos.
4. Como se puede apreciar en el capítulo 3.6.1.8, después de analizar la estructura considerando la interacción sísmica suelo - estructura, y amortiguamiento de 6%, se midieron los desplazamientos verticales en las esquinas del diafragma, tomando especial interés en los signos de los mismos, ya que el alabeo en losas se detecta por la dirección de los desplazamientos opuestos de la losa, es decir si ambos son positivos o si ambos son negativos, siempre y cuando los otros dos nudos sean opuestos, o si uno de los nudos de la losa tiene diferente signo que los otros 3 nudos.
5. Se puede apreciar que las cortantes finales en el análisis manual varían en algunos casos en más del doble del valor con respecto a los cortantes finales del análisis computacional, estas variaciones se dan por que en el análisis sísmico aproximado no aprecia la irregularidad que presenta la estructura, ni la rigidez de los muros transversales.

RECOMENDACIONES

La implementación obligatoria de la interacción sísmica suelo - estructura en el RNE, sobre todo en suelos blandos tipo S3, con capacidad portante menor a 1.2 kg/cm^2 , ya que es en estos suelos donde este tipo de análisis complementario representa mayor variación en los resultados.

Se recomienda tener un amplio contacto con el encargado de arquitectura, ya que el modelo está sujeto a constantes cambios por falta de rigidez, o exceso de carga axial sobre un muro, así también por la posible necesidad de tener columnas de confinamiento de un ancho mayor al del muro.

Realizar un estudio de mecánica de suelos a diferentes profundidades, para evaluar las diferentes características por profundidad de suelo y evaluar las posibilidades de según las necesidades propias del proyecto evaluado.

Proyectar edificaciones de cualquier sistema de construcción, evaluado con profesionales capacitados, quienes deben dar una correcta interpretación a las normas vigentes de diseño estructural.

Se recomienda realizar el mismo análisis de una estructura regular, a fin de corroborar las conclusiones de la presente tesis de investigación.

El análisis estructural con interacción sísmica suelo – estructura, al exigir mayores rigideces a la estructura, por presentar mayores derivas, exige un planteamiento estructural distinto al empotrado en la base, por lo que se recomienda hacer un análisis más extensivo contemplando esta variación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABANTO, C. F. (2017). *Analisis y Diseño de edificaciones de Albañileria*. Lima: San Marcos

EIRL.

BARRETO, Z. E. (s.f.). *ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA*

CONFINADA. Trujillo: Universidad Privada de Trujillo.

BLANCO, B. A. (Lima). *ESTRUCTURACION Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE*

CONCRETO ARMADO. 1991: Libro 2 de la coleccion del Ingeniero Civil.

BOWLES, J. E. (1980). *MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERIA CIVIL*.

Bogota, Guatemala, Madrid, Mexico, Panama, San Juan, Auckland, Hamburgo,

Johanesburgo, Lisboa, Londres, Montreal, Nueva Delhi, Paris, Sao Paulo, Sidney,

Singapur, Tokio, Toronto: Mc. Graw Hill Latinoamericana S.A.

BOWLES, J. E. (1982). *Foundation Analysis and Design*. Singapur: Mc. Graw Hill.

CONDORI, U. G. (2014). *COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO SISMICO LINEAL*

Y NO LINEAL, EN EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO

ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGIA E INTERACCION SUELO -

ESTRUCTURA. Tesis. Arequipa, Peru.

CSI-CARIBE. (2016). *CSI CARIBE*. Obtenido de <https://csicaribe.com/software/etabs/>

DELGADO, C. G. (2008). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA ECONOMICA DE*

160M² DE AREA TECHADA. Lima.

DGRS, R. (2007). *REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS EN*

MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL. Santo Domingo: Secretaria de Estado de Obras

Publicas y Comunicaciones (SEOPC).

ESPINOZA, T. C. (s.f.). INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA EN EDIFICIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA SOBRE PLATEAS DE CIMENTACION.

Tesis. Peru.

GALICIA, G. W. (2007). INTERACCION SISMICA SUELO - ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA CON PLATEAS DE CIMENTACION. *Tesis.* Trujillo, Peru.

GUZMAN SAAVEDRA, G. (2013). *ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (ISE) DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR "BUENA VISTA" EN LA CIUDAD DE LIMA CON UN SISTEMA DUAL PARA UN SISMO SEVERO CON AMORTIGUAMIENTO DEL 2% Y SECCIONES DE MUROS AGRIETADOS.* LIMA.

HARMSSEN, T. E. (2017). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO.* Lima: Pontificia Universidad Catolica del Peru.

HIBBELER, R. C. (2012). *ANALISIS ESTRUCTURAL.* Mexico: Pearson.

LYAPICHEV, Y. (2012). *DISEÑO DE PRESAS EN REGIONES SISMICAS.* Lima: Universidad Nacional Agraria La Molina.

MENDOZA, C. J. (Enero de 2015). ANALISIS DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA DE CENTROS EDUCATIVOS CON ZAPATAS CORRIDAS EN LA URB. NICOLAS GARATEA - NUEVO CHIMBOTE. *Tesis.* Nuevo Chimbote, Peru.

MORALES, M. R. (2006). *DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.* Lima: ICG.

PALOMINO, E. A. (s.f.). *CALCULO DE FUERZAS EN MUROS ESTRUCTURALES.* Cajamarca.

SAN BARTOLOME, A. (1994). *CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

SAN BARTOLOME, A. (1998). *ANALISIS DE EDIFICIOS*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

SAN BARTOLOME, A. (2008). *COMENTARIOS A LA NORMA TECNICA DE EDIFICACION E.070 "ALBAÑILERIA"*. Lima.

SENCICO. (2006). *REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA TECNICA E.020 - CARGAS*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento - Sencico.

SENCICO. (2006). *REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA TECNICA E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento - Sencico.

SENCICO. (2006). *REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA TECNICA E.070 - ALBAÑILERIA*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento - Sencico.

SENCICO. (2009). *REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA TECNICA E.060 - CONCRETO ARMADO*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento - Sencico.

SENCICO. (2010). *Albañilería en el Perú*. Arequipa: SENCICO.

SENCICO. (2016). *REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA TECNICA E.030 - DISEÑO SISMORESISTENTE*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento-Sencico.

VILLAREAL, C. G. (2009). *ANALISIS ESTRUCTURAL*. Lima: ANR.

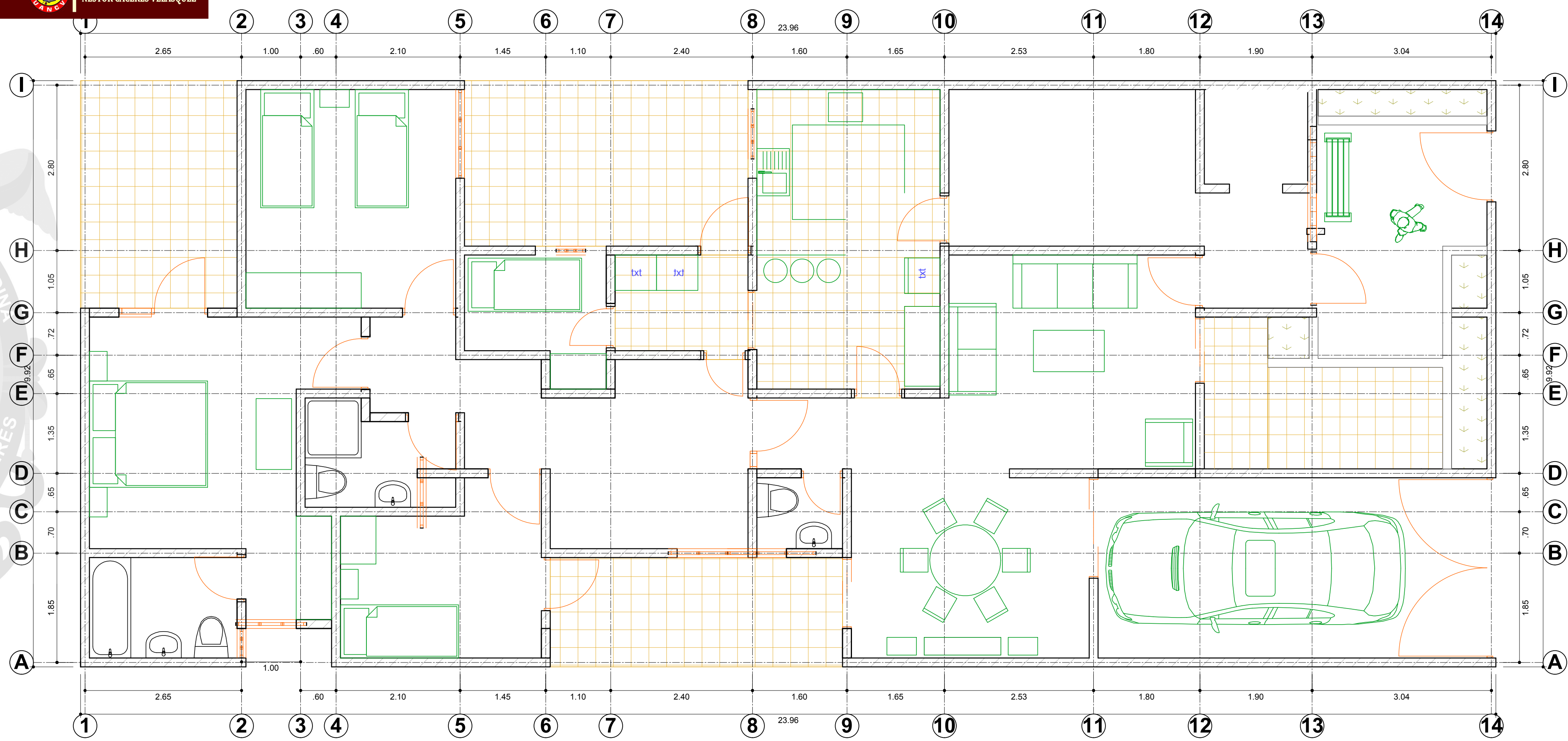
- VILLAREAL, C. G. (2009). *INTERACCION SISMICA SUELO - ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS*. Lima: Libro Premio Nacional ANR 2006.
- VILLAREAL, C. G. (2010). *RESISTENCIA DE MATERIALES*. Lima.
- VILLAREAL, C. G. (2013). *INGENIERIA SISMO-RESISTENTE*. Lima: Grafica Norte SRL.
- VILLAREAL, C. G. (2015). *DISEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES*. Lima: Grafica Norte SRL.
- VILLAREAL, C. G. (18 de Octubre de 2017). *DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE EN EDIFICACIONES*. Chimbote, Ancash, Peru.
- VILLAREAL, C. G. (2017). *INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION*. Lima: Grafica Norte SRL.
- ZAVALETA, C. L. (2009). *ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION*. Tesis. Trujillo, Peru.



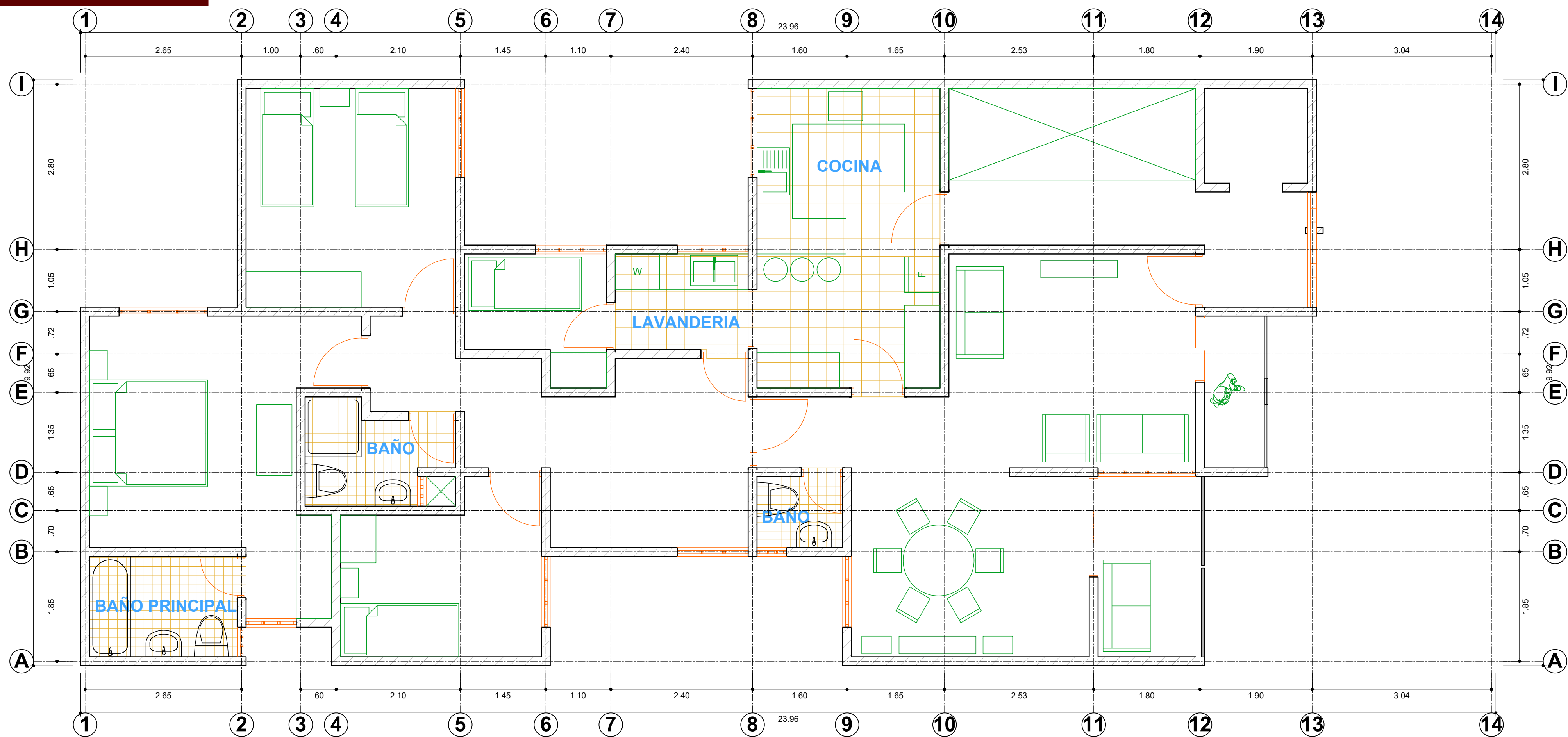
ANEXOS

PLANOS DE ARQUITECTURA.





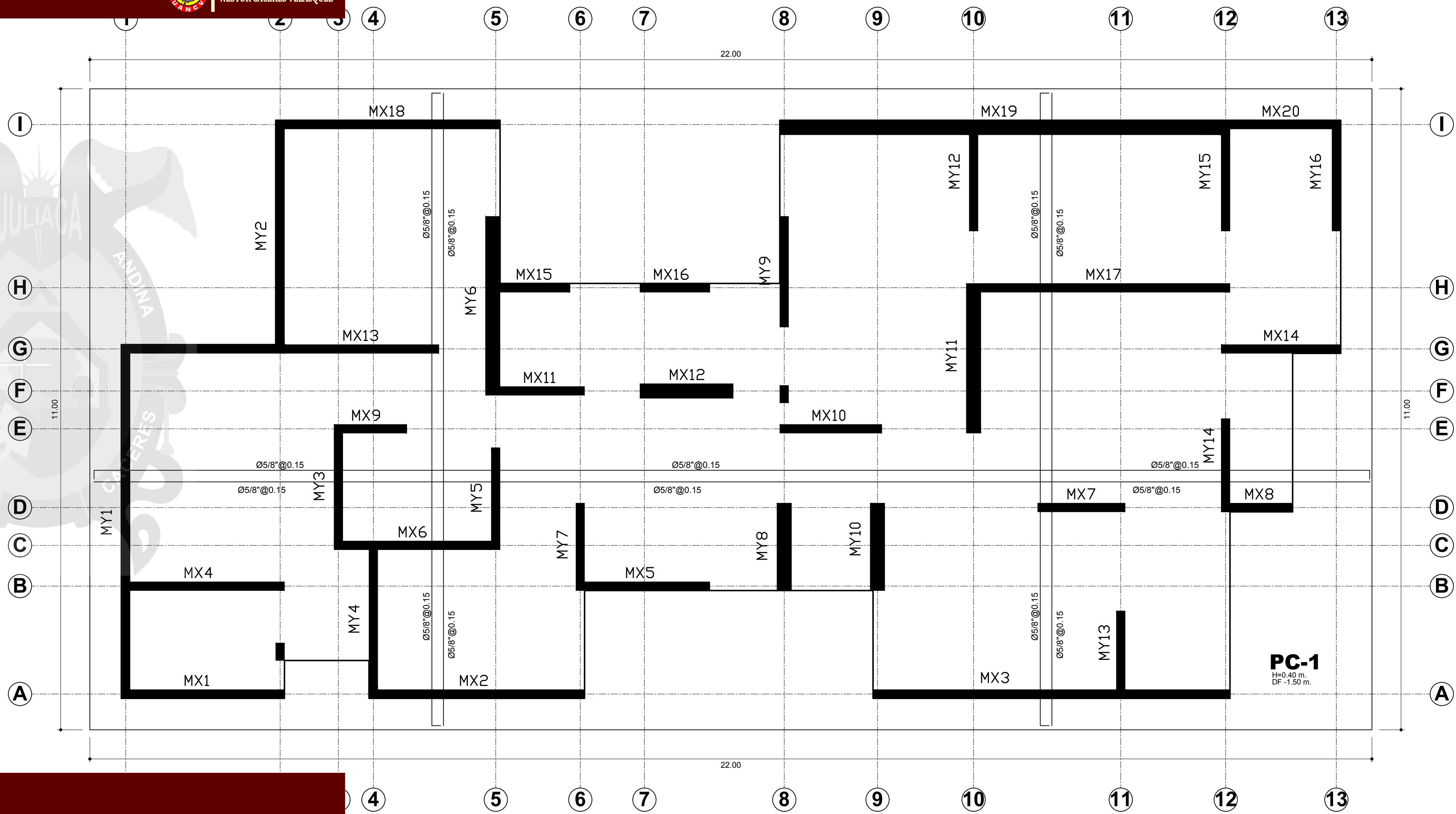
PLANO DE DISTRIBUCION (1ER NIVEL)
ESCALA : 1/50



PLANO DE DISTRIBUCION (2DO, 3ER, 4TO Y 5TO NIVEL)
ESCALA : 1/50



PLANOS DE ESTRUCTURAS.

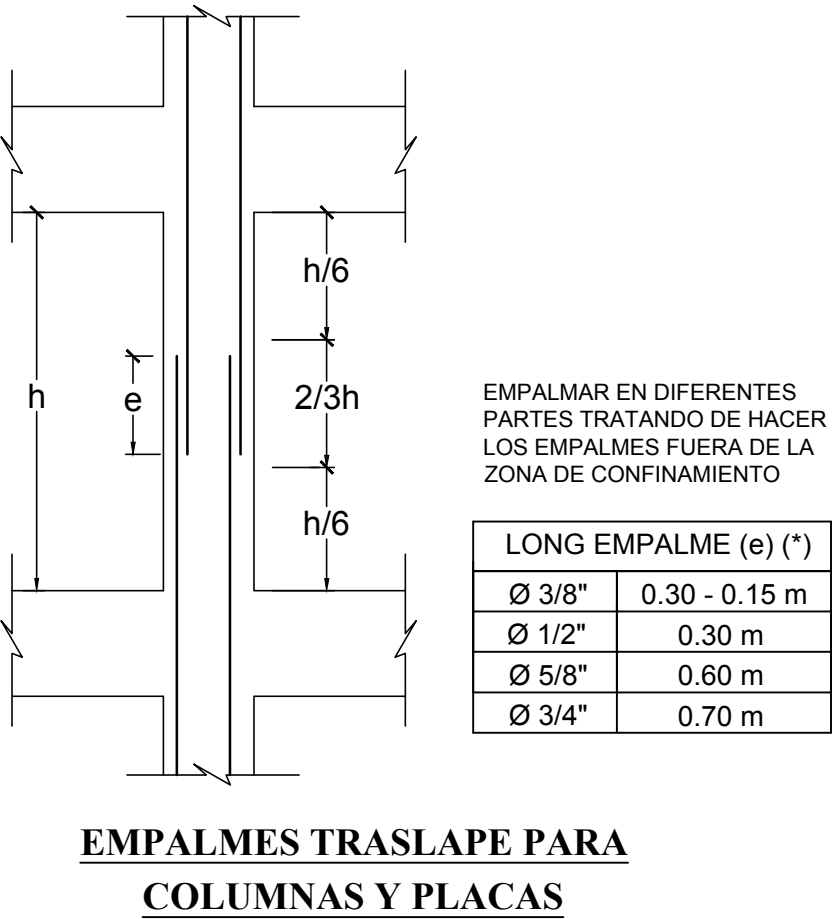


PLANO DE LOSA DE CIMENTACION
ESCALA : 1/50

- ESPECIFICACIONES GENERALES**
- ADemás DE ESTOS PLANOS, DEBEN CONSIDERARSE AQUELLOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
 - LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SUS REFUERZOS NO DEBEN SER OBTENIDOS DE UNA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS PLANOS.
 - DURANTE LA OBRA, EL RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN SERÁ EL ENCARGADO DEL PROYECTO.
 - LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERÚ.
 - TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EN METROS, SALVO LO INDICADO
- NOTAS**
- COLOCACIÓN DE CONCRETO**
 - EL CONCRETO DEBE ELABORARSE LO MÁS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O TRANSPORTE.
 - LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZOS.
 - NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
 - NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO LUEGO DE SU FRAGUADO INICIAL.
 - UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ÉSTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTÍNUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
 - LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
 - TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUEZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.
 - CURADO DE CONCRETO**
 - EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN, A MENOS QUE SE USE UN PROCEDIMIENTO DE CURADO ACCELERADO.
 - PARA EL EMPLEO DE CURADO ACCELERADO REFERIRSE AL ACI-318-2014-26.5.3.2.
 - ALBAÑILERÍA**
 - MUROS NO PORTANTES CON UNIDADES DE ALBAÑILERÍA DE ARCILLA ASENTADOS CON MORTERO TIPO NP (1 CEMENTO + 5 ARENA).
 - RESISTENCIA MÍNIMA DEL LADRILLO $f_b = 180 \text{ kg/cm}^2$, $f_m = 60 \text{ kg/cm}^2$
 - EL ESPESOR DE JUNTAS ENTRE HILADAS SERÁ DE 15MM, SOLO SE PERMITIRÁ 25MM PARA LA PRIMERA HILADA, SIENDO NECESARIO LA RAYADURA DE LA SUPERFICIE DONDE SERÁ COLOCADA ÉSTA.
 - ENCOFRADO**
 - LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PERSONAL RESPONSABLE, DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA.
 - LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO NECESARIAMENTE INCLUYEN SUS ACABADOS.
 - LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE, POR LO QUE NO ESTÁN NECESARIAMENTE DIBUJADAS SUS DIMENSIONES REALES.
 - LOS EMPALMES DE LOS REFUERZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES DE ESTOS PLANOS. EN CASO CONTRARIO, SE DEBERÁ VERIFICAR QUE LOS EMPALMES LOGREN DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUEZO QUE SE INDICA.
 - EL TARRAJEO SERÁ DE PROPORCIÓN 1:5 CEMENTO ARENA, SE USARÁ PARA EL TARRAJEO INTERIOR Y EXTERIOR.
 - EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS A LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70%.
 - PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS.

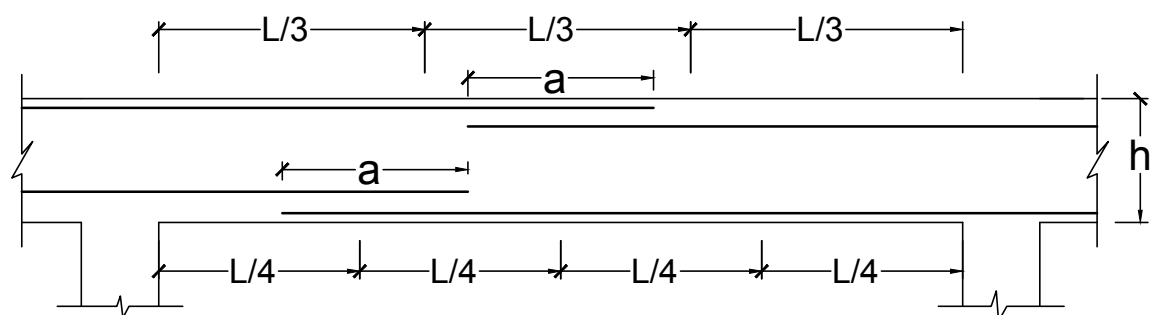
PARÁMETROS DE DISEÑO
1. CATEGORÍA DE USO: C
2. FACTOR DE ZONA: ZONA 3
3. PERFIL DE SUELO: S3
4. CAPACIDAD PORTANTE: 0.49 KG/CM2

CUADRO DE COLUMNAS			
TIPO	GEOMETRIA	ACERO	ESTRIBOS
C-01 ALBAÑILERIA E=13cm.		4 Ø 5/8"	Est. Ø 3/8" 1@0.05, 6@0.10, Rest.@0.15
C-02 ALBAÑILERIA E=23cm.		4 Ø 3/8"	Est. Ø 1/4" 1@0.05, 4@0.10, Rest.@0.25
C-03 MUOESTR. E=15cm.		6 Ø 5/8"	Est. Ø 3/8" @0.20



LONG EMPALME (e) (*)	
Ø 3/8"	0.30 - 0.15 m
Ø 1/2"	0.30 m
Ø 5/8"	0.60 m
Ø 3/4"	0.70 m

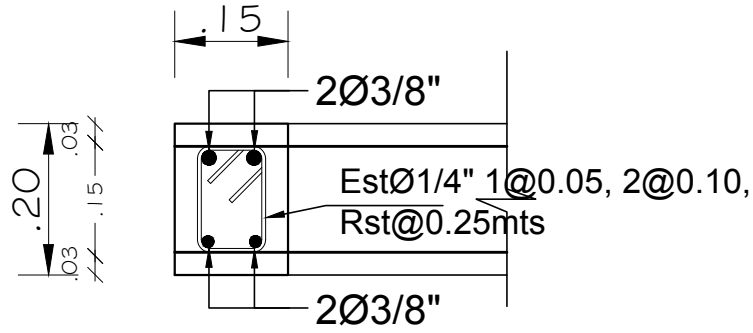
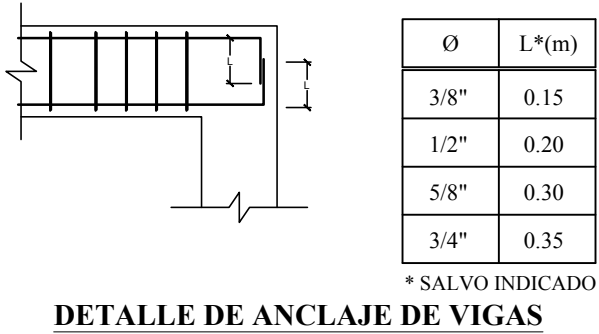
ESPECIFICACIONES TECNICAS EN COLUMNAS Y VIGAS							
ACERO GRADO 60	: $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$						
CONCRETO	: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$						
LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS:							
	<table><tr><th>Ø</th><th>L (cm)</th></tr><tr><td>1/4"</td><td>7.5</td></tr><tr><td>3/8"</td><td>10.0</td></tr></table>	Ø	L (cm)	1/4"	7.5	3/8"	10.0
Ø	L (cm)						
1/4"	7.5						
3/8"	10.0						
	$D = 4 \text{ db (menores a } 5/8")$ $D = 6 \text{ db (mayores a } 3/4")$						



LONGITUDES DE EMPALME (a) (*)		
Ø	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
3/8"	0.40	0.55
1/2"	0.40	0.60
5/8"	0.50	0.70
3/4"	0.65	0.90

- NOTA**
- NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
 - EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 - PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" O 5/8"Ø.

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS



DET. VIGA DE BORDE (V.B. 15X20)
ESC: 1/10

CONCRETO CICLOPEO Y/O SIMPLES

SOBRECIMENTOS : $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
CIMENTOS CORRIDOS : MEZCLA C:H 1:10 (CEMENTO - HORMIGON)
MAS 30% DE PIEDRA GRANDE

CONCRETO ARMADO

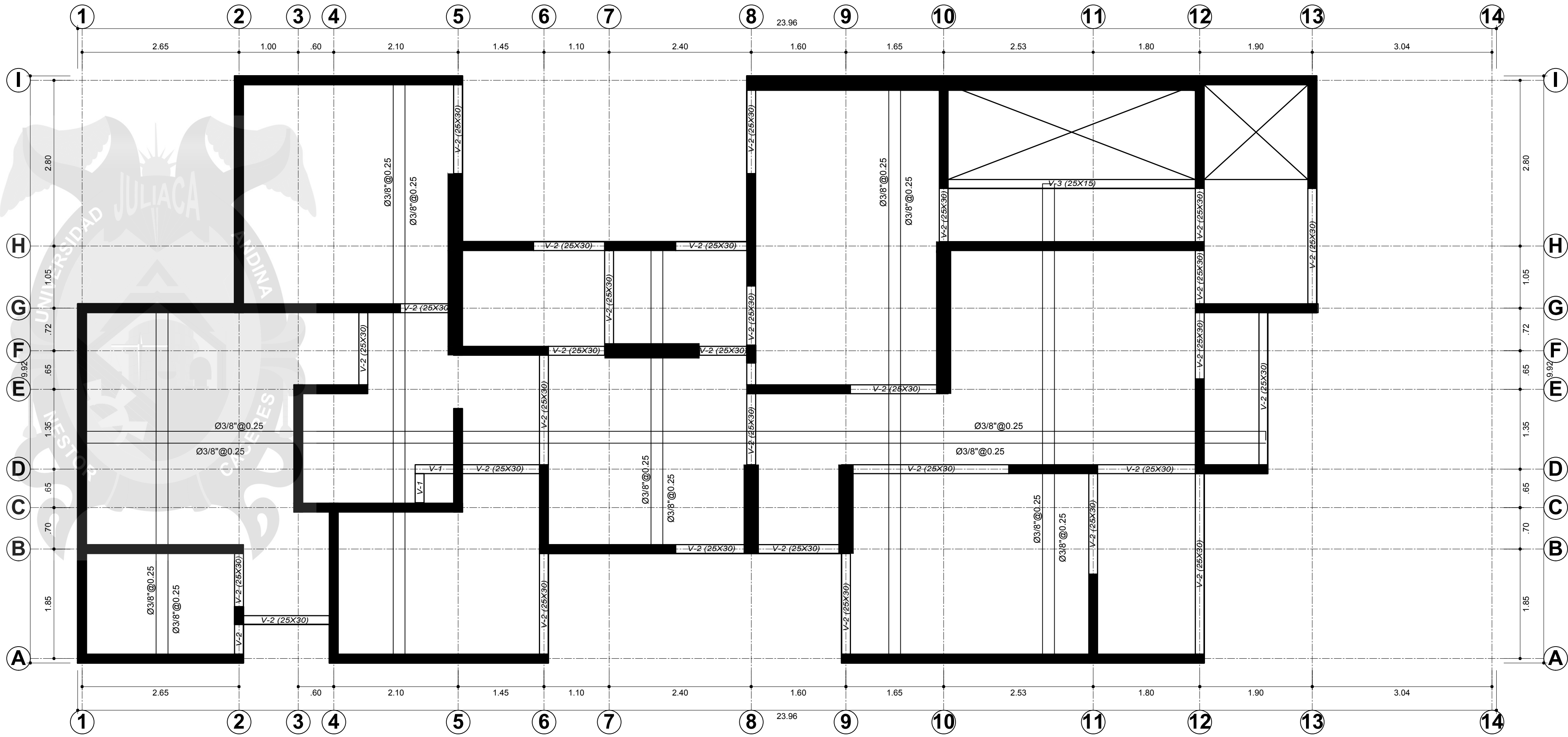
TIPO DE CEMENTO : Portland Tipo I o IP
ACERO DE REFUEZO : $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

DESCRIPCION	TIPO DE CONCRETO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	7.5 cm.
VIGAS DE CIMENTACIÓN	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	7.5 cm.
COLUMNAS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	4.0 cm.
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	2.5 cm.
VIGAS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	4.0 cm.
VIGAS DE CONFINAMIENTO	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	2.5 cm.
LOSAS ALIGERADAS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	2.5 cm.
LOSAS MACIZAS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	2.0 cm.
ESCALERAS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	2.5 cm.

ALBAÑILERÍA

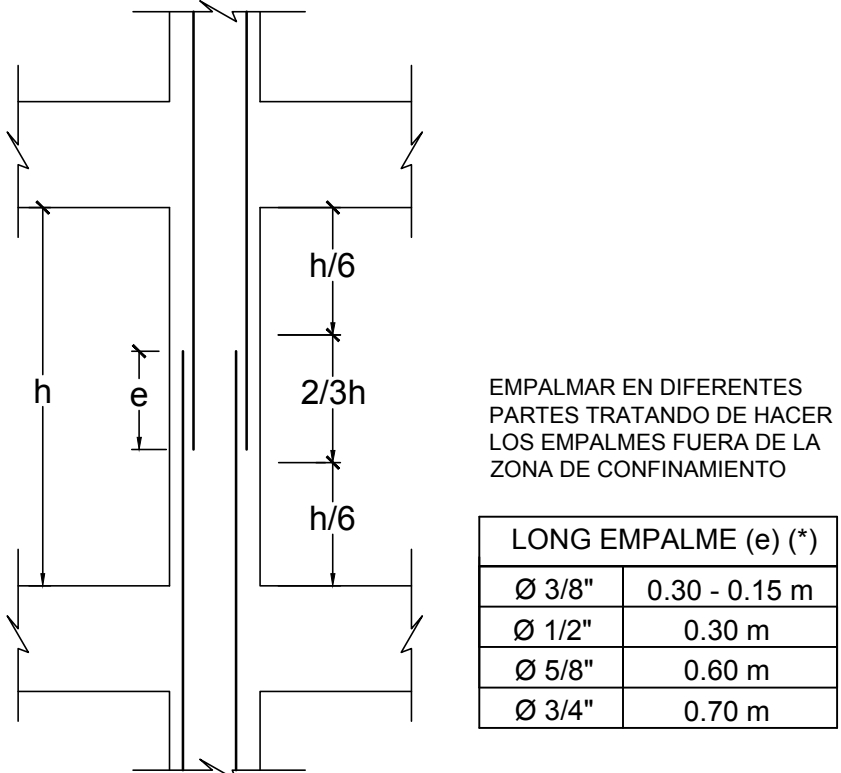
TIPO DE LADRILLO : TIPO V (ITINTEC)
TIPO DE MORTERO : 1:5 (CEMENTO-ARENA)
ALBAÑILERÍA : $f_b = 180 \text{ Kg/cm}^2$

UBICACIÓN:		UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ	
País:	PERÚ	Proyecto:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
Departamento:	PUNO	Escala:	1/50
Provincia:	PUNO	Plano:	ESTRUCTURA - CIMENTACIONES
Distrito:	PUNO	Tesisista:	Bach: Cristian Rudy Mural Pinto
Lugar:	C.P. JAILLHUJAYA	Dibujó:	CRMP
		Fecha:	NOVIEMBRE 2018
			Lámina N°: E-01

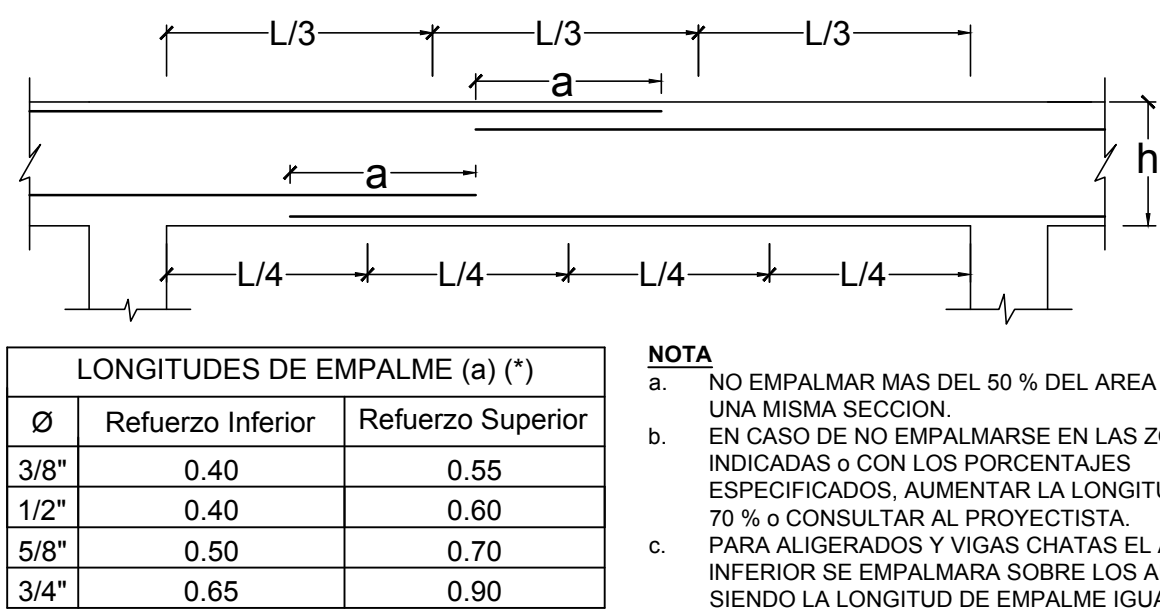


PLANO DE VIGAS Y LOSA MACIZA
ESCALA : 1/50

TIPO	GEOMETRIA	ACERO	ESTRIBOS
C-01 ALBAÑILERIA E=13cm.		4 Ø 5/8"	Est. Ø 3/8" 1@0.05, 6@0.10, Rest. @0.15
C-02 ALBAÑILERIA E=23cm.		4 Ø 3/8"	Est. Ø 1/4" 1@0.05, 4@0.10, Rest. @0.25
C-03 MUOESTR. E=15cm.		6 Ø 5/8"	Est. Ø 3/8" @0.20



EMPALMES TRASLAPE PARA
COLUMNAS Y PLACAS



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

Ø	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
3/8"	0.40	0.55
1/2"	0.40	0.60
5/8"	0.50	0.70
3/4"	0.65	0.90

NOTA

a. NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.

b. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.

c. PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

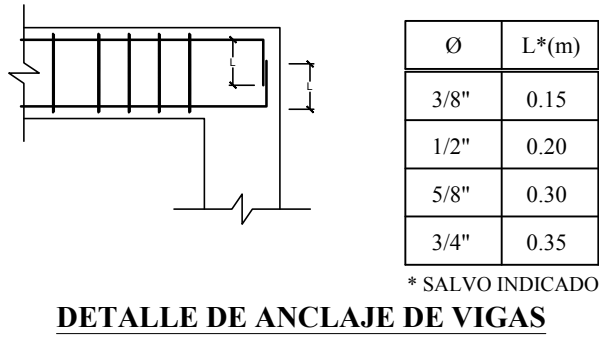
ESPECIFICACIONES TECNICAS
EN COLUMNAS Y VIGAS

ACERO GRADO 60 : $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
CONCRETO : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS:

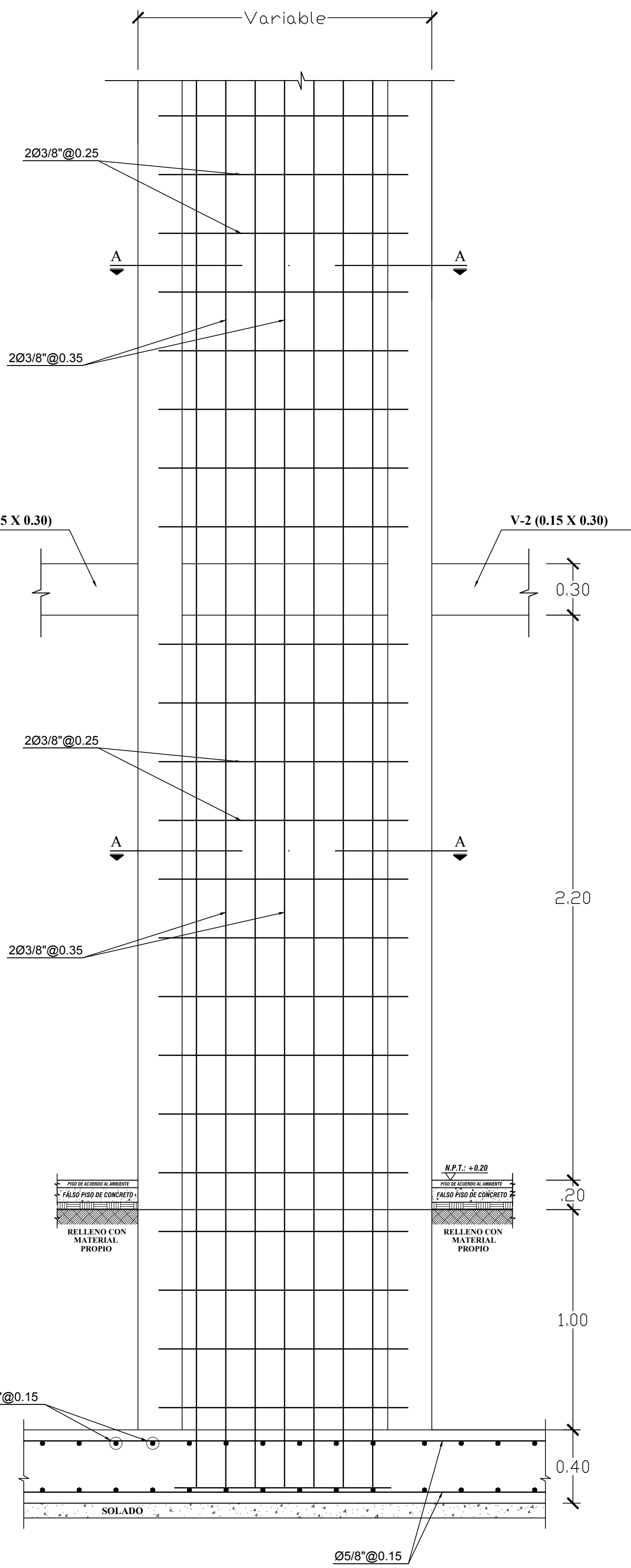
Ø	L (cm)
1/4"	7.5
3/8"	10.0

D = 4 db (menores a 5/8")
D = 6 db (mayores a 3/4")

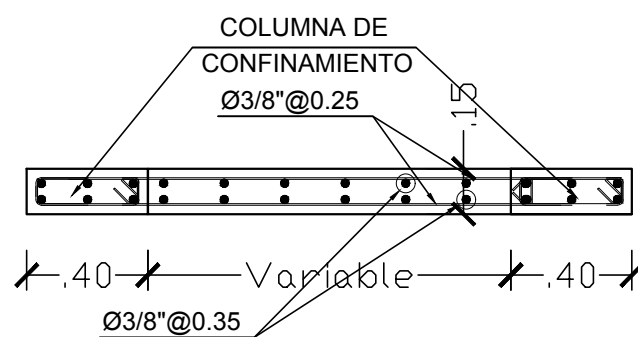


DETALLE DE ANCLAJE DE VIGAS

TIPO	GEOMETRIA	ACERO	ESTRIBOS
V-01 SOLERA E=15cm.		4 Ø 3/8"	Est. Ø 1/4" 1@0.05, 4@0.10, Rest. @0.25
V-02		4 Ø 5/8"	Est. Ø 3/8" 1@0.05, 6@0.10, Rest. @0.15
V-03 SOLERA E=25cm.		4 Ø 3/8"	Est. Ø 1/4" 1@0.05, 4@0.10, Rest. @0.25



DETALLE TIPICO DE PLACAS
ESC: 1/25



DETALLE CORTE A-A
ESC: 1/25



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.



TESIS UANCV



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

PROYECTO

: TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA – PUNO, PARA UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%"

SOLICITANTE

: BACH. MURIEL PINTO, CRISTIAN RUDY

UBICACIÓN

: JAYLLIHUAYA – PUNO

DESCRIPCIÓN

: MUESTRA INALTERADA

CALICATA

: C - 01

PROFUNDIDAD

: 1.50m.

FECHA

: 02 DE OCTUBRE DEL 2017

**CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

SUELO HUMEDO + TARRO	gr	234.55
SUELO SECO + TARRO	gr	201.14
PESO DEL TARRO	gr	38.71
PESO DEL AGUA	gr	33.41
PESO DEL SUELO SECO	gr	162.43
HUMEDAD %	%	20.57

**LIMITE LIQUIDO - LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD
ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

LIMITE LIQUIDO

TARRO N°		Q	E
SUELO HUMEDO + TARRO	gr	23.25	23.02
SUELO SECO + TARRO	gr	20.68	20.56
PESO DEL TARRO	gr	12.99	13.05
PESO DEL AGUA	gr	2.57	2.46
PESO DEL SUELO SECO	gr	7.69	7.51
HUMEDAD %	%	33.42	32.76
N° DE GOLPES		25	25

LIMITE PLASTICO

W	R
27.54	27.05
27.20	26.77
25.17	25.07
0.34	0.28
2.03	1.70
16.75	16.47

LIMITE LIQUIDO	33.09	LIMITE PLASTICO :	16.61
-----------------------	--------------	--------------------------	--------------

INDICE PLASTICO :	16.48
--------------------------	--------------

$$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$$

Donde:

LL = Limite Liquido

Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)

N = Numero de Golpes

OBSERVACIONES:

LAS MUESTRAS FUERON ETIQUETADAS, ENSAYADAS Y PUESTAS EN EL LABORATORIO POR EL TESISTA.



[Firma]
Ing. Lic. Diana Elizabeth Choque Guzmán
REGISTRO CIP N° 82233
COORDINADORA ACADÉMICA



[Firma]
Bach. I.C. Edwin Yoel Choque Guzmán
ENCARGADO DE LABORATORIO ING. CIVIL PUNO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO : TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA - PUNO, PARA UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%"

SOLICITANTE : BACH. MURIEL PINTO, CRISTIAN RUDY

UBICACIÓN : JAYLLIHUAYA - PUNO

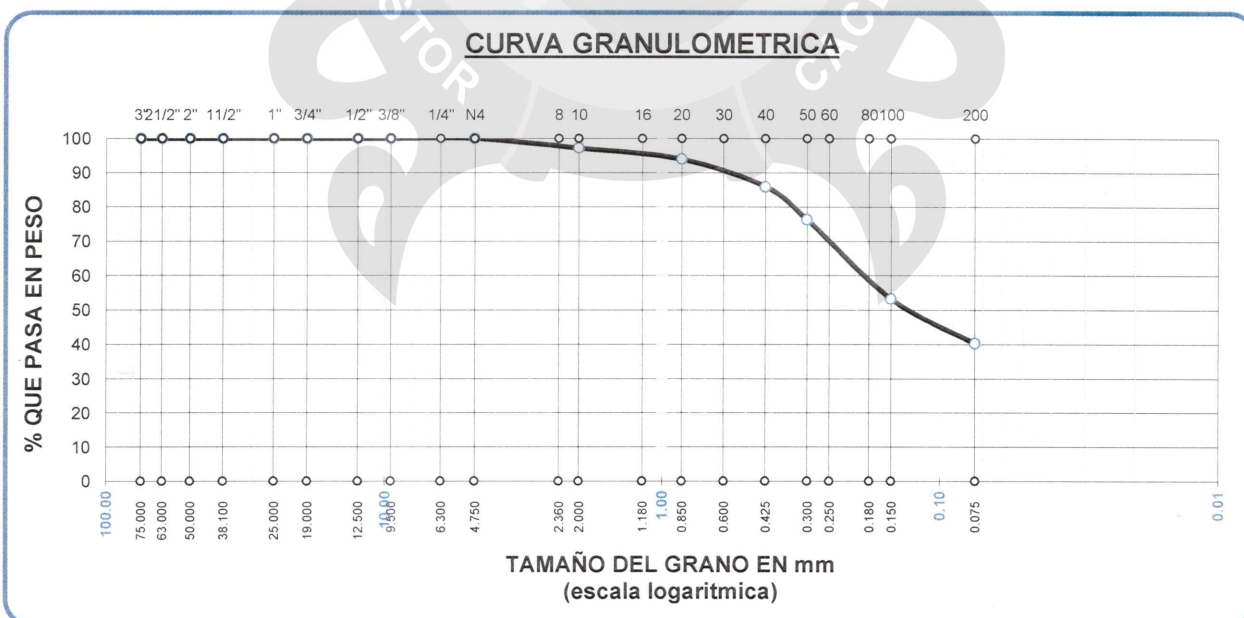
DESCRIPCIÓN : MUESTRA INALTERADA

CALICATA : C - 01

PROFUNDIDAD : 1.50m.

FECHA : 02 DE OCTUBRE DEL 2017

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	TAMAÑO MÁXIMO:
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
2 1/2"	63.000	0.00	0.00	0.00	100.00		P.I.= 500.00
2"	50.000	0.00	0.00	0.00	100.00		P.L.= 298.71
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00		P.P.= 201.29
1"	25.000	0.00	0.00	0.00	100.00		% W = 20.57
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.00	100.00		LÍMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.500	0.00	0.00	0.00	100.00		L.L.= 33.09
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00		L.P.= 16.61
1/4"	6.300	0.00	0.00	0.00	100.00		I.P.= 16.48
No4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00		CARACT. GRANULOMÉTRICAS:
No8	2.360	0.00	0.00	0.00	100.00		D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	14.17	2.83	2.83	97.17		D30= ---- Cc= ----
No16	1.180	16.19	3.24	6.07	93.93		D60= 0.19
No20	0.850	40.36	8.07	14.14	85.86		CLASIFICACIÓN:
No30	0.600	47.85	9.57	23.71	76.29		I.G. =
No40	0.425	114.97	22.99	46.71	53.29		SUCS : SC
No50	0.300	65.17	13.03	59.74	40.26		ASSHTO
No60	0.250	0.00	0.00	0.00	100.00		OBSERVACIONES:
No80	0.180	0.00	0.00	0.00	100.00		
No100	0.150	0.00	0.00	0.00	100.00		
No200	0.075	0.00	0.00	0.00	100.00		
BASE		201.29	40.26	100.00	0.00		
TOTAL		500.00	100.00				
% PERDIDA		40.26					



OBSERVACIONES:

LAS MUESTRAS FUERON ETIQUETADAS, ENSAYADAS Y PUESTAS EN EL LABORATORIO POR EL TESISISTA.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM - D3080)

PROYECTO : TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA - PUNO, PARA UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%"

SOLICITANTE : BACH. MURIEL PINTO, CRISTIAN RUDY

UBICACIÓN : JAYLLIHUAYA - PUNO

DESCRIPCIÓN : MUESTRA INALTERADA

CALICATA : C - 01

PROFUNDIDAD : 1.50m.

CLASIFICACION (SUCS) : SC

ESTADO DE MUESTRA : INALTERADO

VELOCIDAD DE ENSAYO (mm/min): 0.50 mm/min.

SATURADO (hrs) : 24 horas

FECHA : 02 DE OCTUBRE DEL 2017

DATOS DEL ESPECIMEN		ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h)	(cm)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Area (A)	(cm ²)	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00
Densidad Seca (yd)	(gr/cm ³)	1.49		1.50		1.49	
Humedad (w)	(%)	22.50	26.95	22.55	26.06	23.08	26.33
Carga	(kg)	10.00		20.00		30.00	
Esfuerzo	(Kg/cm ²)	0.28		0.56		0.83	

ESPECIMEN 01				ESPECIMEN 02				ESPECIMEN 03			
Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0.00	0.00	1.041	0.029	0.00	0.00	1.041	0.029	0.00	0.00	1.041	0.029
0.10	3.00	2.231	0.062	0.10	5.00	3.025	0.084	0.10	8.00	4.215	0.117
0.20	6.00	3.421	0.095	0.20	10.00	5.009	0.139	0.20	13.00	6.199	0.172
0.30	8.50	4.413	0.123	0.30	13.00	6.199	0.172	0.30	18.00	8.183	0.227
0.40	9.70	4.890	0.136	0.40	15.00	6.993	0.194	0.40	21.00	9.373	0.260
0.60	11.50	5.604	0.156	0.60	18.00	8.183	0.227	0.60	24.00	10.564	0.293
0.80	12.50	6.001	0.167	0.80	20.00	8.977	0.249	0.80	27.00	11.754	0.327
1.00	13.50	6.397	0.178	1.00	20.50	9.175	0.255	1.00	28.00	12.151	0.338
1.25	15.00	6.993	0.194	1.25	22.50	9.969	0.277	1.25	30.00	12.945	0.360
1.50	16.00	7.389	0.205	1.50	24.00	10.564	0.293	1.50	32.00	13.738	0.382
1.75	16.50	7.588	0.211	1.75	25.00	10.961	0.304	1.75	34.00	14.532	0.404
2.00	16.80	7.707	0.214	2.00	25.50	11.159	0.310	2.00	35.00	14.928	0.415
2.25	17.00	7.786	0.216	2.25	26.00	11.357	0.315	2.25	36.00	15.325	0.426
2.50	17.10	7.826	0.217	2.50	26.50	11.556	0.321	2.50	36.50	15.524	0.431
2.75	17.50	7.985	0.222	2.75	27.00	11.754	0.327	2.75	37.00	15.722	0.437
3.00	17.80	8.104	0.225	3.00	27.50	11.953	0.332	3.00	37.50	15.920	0.442
3.50	18.00	8.183	0.227	3.50	28.50	12.349	0.343	3.50	38.00	16.119	0.448
4.00	18.00	8.183	0.227	4.00	29.50	12.746	0.354	4.00	38.50	16.317	0.453
4.50	18.00	8.183	0.227	4.50	29.50	12.746	0.354	4.50	38.50	16.317	0.453
5.00	18.00	8.183	0.227	5.00	29.50	12.746	0.354	5.00	38.50	16.317	0.453
5.50	18.00	8.183	0.227	5.50	29.50	12.746	0.354	5.50	38.50	16.317	0.453
6.00	17.50	7.985	0.222	6.00	29.00	12.548	0.349	6.00	38.00	16.119	0.448
6.50	17.00	7.786	0.216	6.50	29.00	12.548	0.349	6.50	38.00	16.119	0.448

OBSERVACIONES:

LAS MUESTRAS FUERON CORTADAS, ENSAYADAS Y PUESTAS EN EL LABORATORIO POR EL TESISISTA



TESIS UANCY



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (NORMA ASTM - D3080)

PROYECTO

: TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA - PUNO, PA
UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%"

SOLICITANTE

: BACH. MURIEL PINTO, CRISTIAN RUDY

UBICACIÓN

: JAYLLIHUAYA - PUNO

DESCRIPCIÓN

: MUESTRA INALTERADA

CALICATA

: C - 01

PROFUNDIDAD

: 1.50m.

CLASIFICACION (SUCS)

: SC

ESTADO DE MUESTRA

: INALTERADO

VELOCIDAD DE ENSAYO (mm/min)

: 0.50 mm/min.

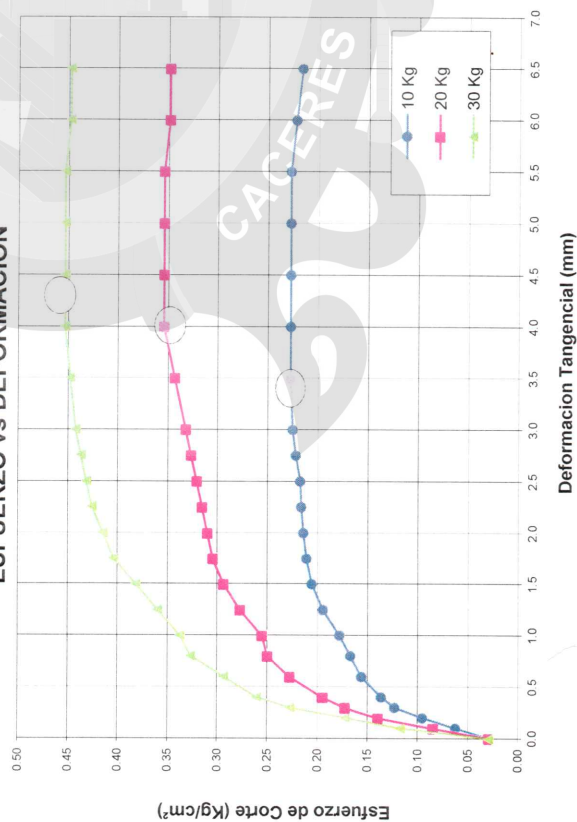
SATURADO (hrs)

: 24 horas

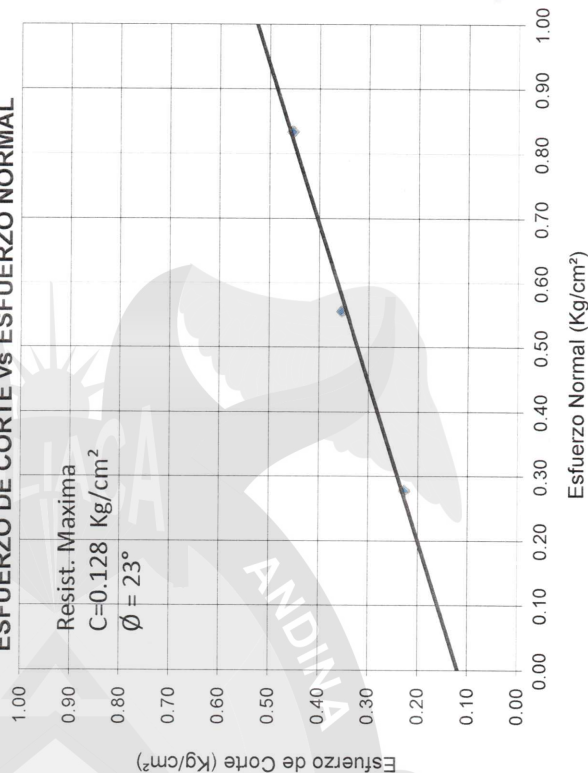
FECHA

: 02 DE OCTUBRE DEL 20

ESFUERZO vs DEFORMACION



ESFUERZO DE CORTE vs ESFUERZO NORMAL



OBSERVACIONES:

LAS MUESTRAS FUERON ETIQUETADAS, ENSAYADAS Y PUESTAS EN EL LABORATORIO POR EL TESIS

UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
PUNO
COORDINADORA ACADÉMICA
Mg. Ing. Diana Elizabeth Quintanilla Rodríguez
REGISTRO CIP N° 80393
UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
PUNO
COORDINADOR ACADÉMICO
Ing. I.C. Edwin Yoel Choque Guzman
Bach. N° B014-27



CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE DE ZAPATAS CUADRADAS

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE DE ZAPATAS CUADRADAS

PROYECTO : TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA PARA UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN JAYLLIHUAYA – PUNO, PARA UN SISMO MODERADO, CONSIDERANDO AMORTIGUAMIENTO DE 6%"

SOLICITANTE : BACH. MURIEL PINTO, CRISTIAN RUDY

UBICACIÓN : JAYLLIHUAYA – PUNO

DESCRIPCIÓN : MUESTRA INALTERADA

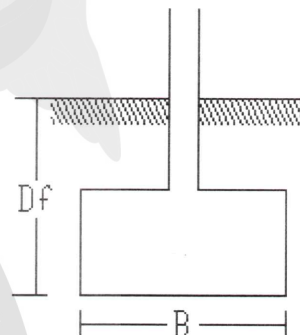
CALICATA : C - 01

PROFUNDIDAD : 1.50m.

CLASIFICACIÓN : SC

SATURADO (hrs) : 24 horas

FECHA : 02 DE OCTUBRE DEL 2017



MUESTRA SUCS	Cohesion (C)	ANGULO DE FRICCION INTERNA (ø)	FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA			ANCHO DE CIMENTACION (B) - (M)	Peso Específico (gr/cc)	Profund. de Ciment.(Df) (m)	qu (Tn/m2)	q Adm. F.S.(3) (Kg/cm2)
			Nc	Nq	Nr					
C - 1	0.128	23	13.51	4.82	1.74	1.50	1.49	1.00	11.00	0.37
SC										
C - 1	0.128	23	13.51	4.82	1.74	1.50	1.49	1.25	12.80	0.43
SC										
C - 1	0.128	23	13.51	4.82	1.74	1.50	1.49	1.50	14.60	0.49
SC										

OBSERVACIONES:

LAS MUESTRAS FUERON ETIQUETADAS, ENSAYADAS Y PUESTAS EN EL LABORATORIO POR EL TESISISTA.



UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
Bach. I.C. Edwin Yael Choque Guzman
ENCARGADO DE LABORATORIO ING. CIVIL PUNO